



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
2011

**Ricardo Jorge
de Melo Sampaio**

**Caracterização Experimental de Alvenarias de Pedra
Sob Acções Sísmicas**



**Ricardo Jorge
de Melo Sampaio**

Caracterização Experimental de Alvenarias de Pedra Sob Acções Sísmicas

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Aníbal Guimarães Costa, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação do Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho e todo o esforço para a sua conclusão à minha Mãe.

o júri

presidente

Prof.^a Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor António José Coelho Dias Arêde
Professor Associado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa
Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum
Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Muito tempo passou até chegar aos dias de hoje e poder olhar com satisfação e alguma nostalgia para o término desta etapa da minha vida académica. Tempos houve que tal não se afigurava possível, por diversas razões. Hoje, agradeço a todos aqueles que contribuíram directa ou indirectamente para a realização desta dissertação e concretização dum objectivo que é pessoal, mas não só.

Aos meus orientadores científicos Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa e Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum pelo apoio demonstrado, pela disponibilidade, pelo conhecimento transmitido e pelo à-vontade que me proporcionaram para o correcto desenvolvimento deste trabalho.

Ao colega Fábio Garcia, pela disponibilidade demonstrada e pelo apoio fundamental durante a elaboração desta dissertação.

À equipa do laboratório da Universidade de Aveiro e do LESE da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pela disponibilidade que demonstrou durante o desenvolvimento da componente prática (ensaios).

À minha mulher, Emily, por ter acreditado sempre nas minhas capacidades, pela total disponibilidade, por todo o amor, carinho e mimos transmitidos.

Aos meus amigos, pelos sábios conselhos e por serem capazes de me arrancar um sorriso nos momentos mais difíceis desta longa caminhada.

A aquele que me ensinou, com o seu lema, que Glória nenhuma se consegue sem Esforço, Dedicação e Devoção. Longa e abundante vida recheada de sucessos para ti.

A todos aqueles que, porventura, não acreditaram que este dia chegaria o meu obrigado por me proporcionarem a motivação extra para não desistir.

Por fim, um agradecimento especial aos meus pais e irmã pelo apoio dado, muito em particular para a minha Mãe, pelo exemplo transmitido todos os dias de que nada se consegue que seja digno sem trabalho, seriedade e carácter, de forma a poder andar sempre de cabeça erguida.

A todos, sem excepção, o meu Muito Obrigado.

palavras-chave

Ensaaios, comportamento fora-do-plano, alvenaria de pedra, riscos sísmicos, património arquitectónico, bolsas de ar.

resumo

O presente trabalho trata do desenvolvimento de uma técnica para realização de ensaios “*in situ*” em paredes de alvenaria de pedra. Esta técnica foi inicialmente proposta e desenvolvida no âmbito de um projecto de investigação científica e desenvolvimento tecnológico ao abrigo do Programa de Projectos de I&D da Fundação para a Ciência e Tecnologia para a caracterização de paredes de alvenaria de pedra. De notar que, não estando directamente ligado ao referido projecto, este trabalho foi desenvolvido em diversos momentos paralelamente a este.

Assim, a partir do trabalho idealizado e executado anteriormente, procedeu-se à reformulação de todo o setup de ensaio, com destaque para a concepção de uma nova estrutura de reacção modular, optimização dos sistemas de monitorização e aquisição de dados, bem como a utilização de novas bolsas de ar mais resistentes, entre outros. Este desenvolvimento foi realizado e posteriormente testado em laboratório, tendo no horizonte a sua aplicação numa futura campanha de ensaios experimentais a realizar em edifícios degradados na ilha do Faial, Arquipélago dos Açores.

Esta técnica visa simular a acção sísmica sobre alvenarias de pedra de construções do tipo tradicional, por meio da aplicação duma carga distribuída na superfície que provoque a excitação da sua massa, de forma a permitir a sua posterior caracterização para fora do plano. Da análise das leituras registadas tanto para os deslocamentos como para as cargas aplicadas foi possível determinar um conjunto de parâmetros que permitem caracterizar as paredes bem como a comprovar o seu comportamento para fora do plano face às acções aplicadas.

Por fim, foram identificadas algumas vantagens e inconvenientes desta metodologia de ensaios experimentais bem como apresentadas algumas sugestões para desenvolvimento futuro.

keywords

Tests, Out-of-plane behavior, stone masonry, seismic hazards, heritage, airbags.

abstract

The present report deals with the development of a technique for performing “in situ” tests in stone masonry walls. This technique was initially proposed and developed as part of a project of scientific research and technological development in accordance with a program of projects of I&D of the Fundação para a Ciência e Tecnologia for the characterization of stone masonry walls. To be noted that, not being directly connected to that project this report was developed in several moments parallel to it.

Thus, from the work conceived and previously performed, proceeded to overhaul the entire test setup, specially the design of a new modular structure of reaction, optimization on monitoring and data acquisition systems, as well as using new airbags more resistant, among others. This development was carried out and subsequently tested in the laboratory, on the horizon with its application in a future experimental campaign to be held in damaged buildings on the island of Faial, Azores archipelago.

This technique aims to simulate the seismic action on stone masonry walls of buildings of the traditional type, by applying a distributed load on the surface that causes the excitation of their mass in order to allow their subsequent out-of-plane characterization. From the analysis of the readings recorded for both displacements as for applied loads it was possible to estimate a set of parameters that allows characterizing the walls as well as demonstrating their out-of-plane behavior in relation to applied loads.

Finally, some advantages were identified just as some drawbacks for this experimental methodology as well some suggestions for future development.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	i
ÍNDICE DE FIGURAS	v
ÍNDICE DE TABELAS	ix
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Âmbito da Dissertação	3
1.3 Objectivos	4
1.4 Estrutura da Dissertação	5
2 CARACTERÍSTICAS DAS ALVENARIAS. COMPORTAMENTO SÍSMICO DAS ALVENARIAS DE PEDRA	7
2.1 Particularidades das alvenarias de pedra	7
2.2 Caracterização geométrica das alvenarias de pedra	8
2.3 Caracterização mecânica das alvenarias de pedra	9
2.4 Comportamento sísmico das alvenarias de pedra	10
3 OCORRÊNCIAS SÍSMICAS NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES	13
3.1 Algumas considerações sobre os fenómenos da sismicidade	13
3.2 Sismicidade no Arquipélago dos Açores	14
3.2.1 Sismo de 1 de Janeiro de 1980 – Ilhas Terceira, Graciosa e S. Jorge	16
3.2.2 Sismo de 9 de Julho de 1998 – Ilhas do Faial, Pico e S. Jorge	19
4 DESENVOLVIMENTO LABORATÓRIAL DA TÉCNICA EXPERIMENTAL	23
4.1 Enquadramento	23
4.2 Ensaios experimentais em alvenarias com cargas distribuídas para fora do plano – Estado da Arte	24
4.3 Procedimentos laboratoriais para desenvolvimento do setup	29

4.3.1	Calibração da célula de pressão para bolsas de ar <i>tipo “Gorilla”</i>	29
4.3.2	Calibração da célula de pressão para bolsas de ar – <i>Alternativa Nylon</i>	39
4.3.3	Desenvolvimento de programa informático para controlo de ensaios, em linguagem labview	43
4.3.4	Desenvolvimento de estrutura de reacção	47
5	REALIZAÇÃO DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS IN-SITU	49
5.1	Descrição das construções e dos elementos a ensaiar	49
5.2	Descrição e condições do ensaio <i>in-situ</i> na Casa Nove – Ensaio cíclico nos dois sentidos para fora do plano, <i>CN01</i>	53
5.2.1	Montagem da estrutura de reacção e do sistema de monitorização.	53
5.2.2	Condições de ensaio e de fronteira.	55
5.2.3	Análise e discussão dos resultados obtidos.	56
5.2.4	Estimativas de Módulo de Elasticidade Secante em Flexão, E_{sec} .	66
5.3	Descrição e condições da nova configuração do ensaio complementar – Ensaio Cíclico Unidireccional fora do plano, <i>CN02</i>	68
5.3.1	Montagem da estrutura de reacção e do sistema de monitorização.	68
5.3.2	Condições de ensaio e de fronteira.	69
5.3.3	Análise e discussão dos resultados obtidos.	70
5.4	Descrição e condições do ensaio <i>in-situ</i> na Casa do Salão – Ensaio Cíclico Unidireccional para fora do plano, <i>S01</i>	80
5.4.1	Montagem da estrutura de reacção e do sistema de monitorização.	80
5.4.2	Condições de ensaio e de fronteira.	82
5.4.3	Análise e discussão dos resultados obtidos.	82
5.4.4	Estimativas de Módulo de Elasticidade em Flexão, E_{sec} .	91
6	CONCLUSÕES	93
6.1	Conclusões gerais sobre o trabalho desenvolvido	93

6.1.1	Desenvolvimento do Setup.	94
6.1.2	Montagem do Setup para a realização dos ensaios <i>in-situ</i> .	95
6.1.3	Realização dos ensaios <i>in-situ</i> e aquisição de dados.	95
6.1.4	Tratamento de dados e análise dos resultados.	97
6.2	Considerações Finais e Desenvolvimentos futuros	102
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 CARACTERÍSTICAS DAS ALVENARIAS. COMPORTAMENTO SÍSMICO DAS ALVENARIAS DE PEDRA

Figura 2.1	Exemplo de parede de alvenaria seca ou ligante fraco com 2 folhas [19]	11
------------	--	----

CAPÍTULO 3 OCORRÊNCIAS SÍSMICAS NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES

Figura 3.1	Placas Tectónicas na zona dos Açores [11]	14
Figura 3.2	Danos causados pelo sismo em Angra do Heroísmo, Terceira, 1980 [22]	16
Figura 3.3	Construções em alvenaria tradicional destruídas, 1980 [23]	17
Figura 3.4	Reconstrução com elementos estruturais em betão armado [23]	19
Figura 3.5	Localização das freguesias do concelho da Horta – Ilha do Faial [18]	20
Figura 3.6	Danos causados pelo sismo do Faial - Açores, 1998 [18]	20

CAPÍTULO 4 DESENVOLVIMENTO LABORATORIAL DA TÉCNICA EXPERIMENTAL

Figura 4.1	Protótipo da estrutura de suporte [11]	27
Figura 4.2	Actuação pretendida durante a aplicação da carga [11]	27
Figura 4.3	Setup de ensaio e estrutura de segurança [11]	28
Figura 4.4	Setup de ensaio #1 – Preparação e colocação da bolsa de ar	30
Figura 4.5	Setup de ensaio #1 – Bolsa de ar cheia	31
Figura 4.6	Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_01)	32
Figura 4.7	Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_02)	33
Figura 4.8	Setup de ensaio #2	33
Figura 4.9	Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_03)	34
Figura 4.10	Setup de ensaio #4	35
Figura 4.11	Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_04)	36

Figura 4.12	Setup de ensaio #5	37
Figura 4.13	Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_05.b)	38
Figura 4.14	Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_05.c)	38
Figura 4.15	Variação da área de contacto consoante o deslocamento da parede:	
	a) Fase inicial do deslocamento; b) Fase inicial do deslocamento [11]	40
Figura 4.16	Bolsa de ar de Nylon vs. Bolsa de ar tipo “Gorilla”	40
Figura 4.17	Afastamento relativo entre superfícies	41
Figura 4.18	Setup de ensaio para calibração da bolsa de ar de Nylon	42
Figura 4.19	Modelo de correcção da área de contacto: a) Factor de correcção;	
	b) Deslocamentos d para mais que uma bolsa de ar	43
Figura 4.20	Programa informático em contexto de ensaio – Fase de admissão	44
Figura 4.21	Setup de teste para verificação do software	45
Figura 4.22	Válvulas: a) Válvula Ø6mm; b) Válvula Ø14mm	45
Figura 4.23	Estrutura de reacção: a) Modelo de cálculo; b) Estrutura de reacção	48

CAPITULO 5 REALIZAÇÃO DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS IN-SITU

Figura 5.1	Casa Nove: a) Localização do edifício; b) Localização do teste (Planta);	
	c) Localização do teste (Alçado)	50
Figura 5.2	Casa do Salão: a) Localização do edifício; b) Localização do teste (Planta);	
	c) Localização do teste (Alçado)	52
Figura 5.3	Montagem do Setup para ensaio CN01: a) Interior; b) Exterior	54
Figura 5.4	Localização dos transdutores de deslocamentos – CN01	55
Figura 5.5	Tensão (kPa) vs. Deslocamento (mm) – CN01 (T10)	57
Figura 5.5a	Tensão (kPa) vs. Deslocamento (mm) – CN01 (T10)	57
Figura 5.6	Tensão (kPa) vs. Drift (%) – Ensaio CN01 (T10)	58

Figura 5.7	Comparativo Força e Força Corrigida (kN) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio <i>CN01</i> (T10).	59
Figura 5.8	Força Corrigida (kN) vs. Drift (%) – Ensaio <i>CN01</i> (T10).	60
Figura 5.9	Comparativo Momento na base e Momento Corrigido na base (kN.m) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio <i>CN01</i> (T10)	61
Figura 5.10	Energia Dissipada (kN.m) – Ensaio <i>CN01</i> (T10)	61
Figura 5.11	Evolução da Força (kN) vs. Deslocamento (mm) - Ensaio <i>CN01</i> (T10)	62
Figura 5.12	Evolução da Força (kN) vs. Drift (%) - Ensaio <i>CN01</i> (T10)	64
Figura 5.13	Perfil vertical de deslocamentos (mm) – Ensaio <i>CN01</i>	65
Figura 5.14	Deslocamento horizontal no topo da parede (mm) – Ensaio <i>CN01</i> (T10)	65
Figura 5.15	Pressões de referência para determinação do módulo de elasticidade, E_{sec} .	66
Figura 5.16	Montagem do Setup para ensaio <i>CN02</i> : <i>a</i>) Interior; <i>b</i>) Exterior.	68
Figura 5.17	Localização dos transdutores de deslocamentos (<i>CN02</i>)	69
Figura 5.18	Tensão (kPa) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio <i>CN02</i> (T10)	70
Figura 5.19	Tensão (kPa) vs. Drift (%) – Ensaio <i>CN02</i> (T10)	71
Figura 5.20	Comparativo Força e Força Corrigida (kN) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio <i>CN02</i> (T10)	72
Figura 5.21	Força Corrigida (kN) vs. Drift (%) – Ensaio <i>CN02</i> (T10)	73
Figura 5.22	Sobreposição de forças corrigidas (kN) vs. Deslocamento (mm) – Ensaios <i>CN01</i> e <i>CN02</i> (T10)	74
Figura 5.23	Comparativo Momento e Momento Corrigido (kN.m) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio <i>CN02</i> (T10)	75
Figura 5.24	Energia Dissipada (kN.m) – Ensaio <i>CN02</i> (T10)	75
Figura 5.25	Evolução da Força (kN) vs. Deslocamento (mm) - Ensaio <i>CN02</i> (T10)	76
Figura 5.26	Evolução da Força (kN) vs. Drift (%) - Ensaio <i>CN02</i> (T10)	77
Figura 5.27	Perfil vertical de deslocamentos (mm) – Ensaio <i>CN02</i>	78

Figura 5.28	Deslocamento horizontal no topo da parede (mm) – Ensaio <i>CN02</i> (T10)	79
Figura 5.29	Montagem do Setup para ensaio <i>S01</i> : <i>a</i>) Interior; <i>b</i>) Exterior	81
Figura 5.30	Localização dos transdutores de deslocamentos – Ensaio <i>S01</i>	81
Figura 5.31	Técnicas de reforço aplicadas na parede e fundação [39]	83
Figura 5.32	Tensão (kPa) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio <i>S01</i> (T10)	84
Figura 5.32a	Tensão (kPa) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio <i>S01</i> (T10)	84
Figura 5.33	Tensão (kPa) vs. Drift (%) – Ensaio <i>S01</i> (T10)	85
Figura 5.34	Comparativo Força e Força Corrigida (kN) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio <i>S01</i> (T10)	86
Figura 5.35	Força Corrigida (kN) vs. Drift (%) – Ensaio <i>S01</i> (T10)	86
Figura 5.36	Comparativo Momento e Momento Corrigido (kN.m) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio <i>S01</i> (T10)	87
Figura 5.37	Energia Dissipada (kN.m) – Ensaio <i>S01</i> (T10)	87
Figura 5.38	Evolução da Força (kN) vs. Deslocamento (mm) - Ensaio <i>S01</i> (T10)	88
Figura 5.39	Evolução da Força (kN) vs. Drift (%) - Ensaio <i>S01</i> (T10)	89
Figura 5.40	Perfil vertical de deslocamentos (mm) – Ensaio <i>S01</i>	90
Figura 5.41	Deslocamento horizontal no topo da parede (mm) – Ensaio <i>S01</i> (T10)	90
Figura 5.42	Pressões de referência para determinação do módulo de elasticidade, E_{sec} .	92

ÍNDICE DE TABELAS

<i>CAPÍTULO 3</i>	<i>OCORRÊNCIAS SÍSMICAS NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES</i>	
Tabela 3.1	Principais sismos históricos dos Açores [21]	15
Tabela 3.2	Síntese de danos após o sismo de 1998 [24]	22
<i>CAPÍTULO 4</i>	<i>DESENVOLVIMENTO LABORATORIAL DA TÉCNICA EXPERIMENTAL</i>	
Tabela 4.1	Factores de correcção das pressões	42
<i>CAPÍTULO 5</i>	<i>REALIZAÇÃO DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS IN-SITU</i>	
Tabela 5.1	Evolução da força actuante e do drift (<i>Sentido Positivo</i>)	63
Tabela 5.2	Evolução da força actuante e do drift (<i>Sentido Negativo</i>)	63
Tabela 5.3	Módulos de Elasticidade Secante em Flexão, E_{sec} – Ensaio <i>CN01</i>	67
Tabela 5.4	Evolução da força actuante e do drift (<i>Sentido Positivo</i>).	77
Tabela 5.5	Evolução da força actuante e do drift (<i>Sentido Positivo</i>).	89
Tabela 5.6	Módulos de Elasticidade Secante em Flexão, E_{sec} – Ensaio <i>S01</i>	92

1 INTRODUÇÃO.

1.1 Considerações Gerais.

O Arquipélago dos Açores é caracterizado por edifícios de arquitectura tradicional, alguns datáveis do séc. XVII e XVIII. Estes apresentam uma simplicidade própria, com a utilização de soluções construtivas antigas como a execução de alvenarias de pedra e pavimentos/coberturas de madeira com materiais da região. Tal fortaleceu a pretensão das gentes locais em verem reconhecidas estas construções como património mundial, tendo obtido parecer afirmativo em Janeiro de 1984, através de Relatório apresentado na 7ª Sessão do Comité Mundial para o Património, da UNESCO [1].

Os processos construtivos com alvenarias tradicionais começaram a ser postos de parte, nomeadamente, no início do século XX com a introdução de regulamentos em países desenvolvidos como a Alemanha, França e Reino Unido, para estruturas de betão armado, e a evolução desta indústria [2]. Tal facto, aliado à falta de manutenção das construções tradicionais, contribuiu decisivamente para a sua progressiva degradação e abandono, descaracterizando as populações locais ao nível patrimonial, arquitectónico e cultural. De acordo com dados estatísticos referidos por Lourenço [3], em 1991, 30% das construções em Portugal eram de alvenaria de pedra. Por outro lado, o investimento em reabilitação de edifícios antigos constitui apenas cerca de 10% do mercado da construção civil, o que para a média europeia de 35% [4], continua a ser manifestamente baixo. O aumento das quotas do mercado da reabilitação, as anomalias e a importância económica/funcional das paredes nas construções justificariam, só por si, a renovação do interesse nacional nesta área.

O abandono acima referido tem trazido dificuldades acrescidas a muitos daqueles que pretendem efectuar a recuperação de construções tradicionais, deparando-se frequentemente com vários problemas de ordem técnica (sobretudo devido à falta de conhecimentos específicos) que estão na origem de soluções construtivas inadequadas, não condizentes com a construção original nem com as exigências estruturais e funcionais actualmente requeridas. Além da descaracterização arquitectónica, tais intervenções podem envolver graves consequências ao nível da vulnerabilidade sísmica destes edifícios, pondo porventura em risco a integridade dos edifícios e de quem deles usufrui.

Apesar das paredes de alvenaria serem reconhecidamente resistentes a acções verticais, verifica-se que são elementos frágeis se solicitados por acções horizontais (neste caso particular, acções sísmicas). Torna-se assim imperativo saber como construir e/ou reabilitar de modo a garantir a sua segurança, tendo sempre em conta a zona geográfica em causa e o risco sísmico da mesma. Com a previsão e correcção dos mecanismos de rotura para fora do plano das alvenarias de pedra será possível melhorar substancialmente a capacidade resistente das construções antigas, dada a elevada resistência deste tipo de paredes quando solicitadas por acções no seu plano.

Após a ocorrência do sismo de 1998 que afectou sobretudo a ilha do Faial, nos Açores, foram realizados diversos estudos experimentais e de análise numérica em habitações afectadas pelo mesmo, bem como para um quarteirão na cidade da Horta [5]. Contudo, existe ainda um défice de caracterização experimental relativamente à alvenaria tradicional de pedra, devendo-se, em muito, à difícil caracterização da constituição dos materiais, do processo construtivo e das ligações entre elementos estruturais.

Entre a comunidade científica é comumente reconhecida a existência de abundante informação quanto ao comportamento das paredes de alvenaria não reforçada solicitadas no seu plano para posterior caracterização destas [6]. No entanto, quando sujeitas a acções para fora do plano, verifica-se alguma escassez de informação que seria fundamental para melhor aferir das capacidades resistentes das alvenarias tradicionais. Actualmente são utilizadas diferentes técnicas de ensaios para a avaliação desse comportamento recorrendo a modelos à escala em mesas sísmicas com leis de similitude [7], ou aplicando cargas pontuais [8], cargas lineares [9] e cargas cíclicas uniformemente distribuídas pela superfície das paredes [10], tanto em laboratório como *in-situ*.

As técnicas acima referidas permitem caracterizar as alvenarias quando submetidas a acções horizontais através de ensaios efectuados em laboratório ou *in-situ*. Os ensaios em paredes de alvenaria com carga cíclica uniformemente distribuída apresentam algumas dificuldades de realização em laboratório pois ainda não permitem reproduzir com exactidão as condições reais da parede de alvenaria de pedra, nomeadamente no que diz respeito à correcta representação e caracterização dos materiais originais, da técnica construtiva na execução e das condições de contorno dos elementos a ensaiar.

1.2 Âmbito da Dissertação.

Esta dissertação foi desenvolvida, não formalmente, no âmbito da realização de um PROJECTO DE INVESTIGAÇÃO CIENTIFICA E DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO proposto pela UNIVERSIDADE DE AVEIRO em 2008, ao abrigo do PROGRAMA DE PROJECTOS DE I&D da FUNDAÇÃO PARA A CIÊNCIA E A TECNOLOGIA, intitulado “*Caracterização Experimental “In-situ” de Construções de Alvenaria de Pedra sob Acções Sísmicas*”. Assim, pretende dar o seu singelo contributo ao trabalho iniciado pela equipa de investigação orientada pelo Professor Aníbal Guimarães Costa, formada após o gravoso acontecimento sísmico ocorrido em 1998 no Arquipélago dos Açores, que, apesar do reduzido número de mortes, provocou a destruição parcial ou mesmo total em muitas das habitações das ilhas do Faial e do Pico.

Para a concretização do referido Projecto de Investigação foi definido inicialmente um Plano constituído por diversas tarefas. Entre estas, constam as tarefas que servem de linha orientadora para a realização desta dissertação, que são:

TAREFA 3: *Preparação dos Ensaios*

DESCRIÇÃO: Preparar ensaios experimentais a realizar in-situ na Ilha do Faial, Açores. Definir recursos necessários para ensaios em laboratório, preparar acesso seguro e caracterização das habitações a ensaiar, realizar testes preliminares em laboratório para calibração do setup.

TAREFA 4: *Realização de Ensaios Experimentais “In-Situ” (Faial, Açores)*

DESCRIÇÃO: Realizar campanha de ensaios “in-situ” para caracterizar as paredes de alvenaria quando sujeitas a acções cíclicas horizontais para fora do plano, por método inovador com air-bags, para posterior análise e interpretação dos resultados obtidos nestes ensaios.

1.3 Objectivos.

Alguns trabalhos têm sido desenvolvidos ao longo dos anos após o sismo de 1998 nos Açores e, embora sejam um contributo importante para a temática em causa (considerando a constituição, comportamento e características mecânicas dos elementos estruturais), os resultados revelam-se ainda insuficientes para a caracterização da alvenaria tradicional, muito por culpa da difícil caracterização dos materiais, dos processos construtivos e das ligações entre os diferentes elementos da estrutura.

Tendo em conta essas dificuldades, é objectivo principal deste trabalho a continuação do desenvolvimento de uma técnica de ensaio que permita a aplicação de forças cíclicas distribuídas e proporcionais à massa, de modo a simular a acção sísmica em paredes de alvenaria de pedra. Para concretizar o objectivo definido pretende-se desenvolver a técnica anteriormente testada em paredes de adobe [11], mas agora para a realização de ensaios em paredes de alvenaria de pedra de algumas habitações danificadas pelo referido sismo, situadas na Ilha do Faial, Açores.

De acordo com o definido nas tarefas do Plano apresentadas, pretende-se adaptar, melhorar e calibrar o setup inicial (*tarefa 3*), de forma realizar os respectivos ensaios na ilha do Faial, nos Açores (*tarefa 4*). Posteriormente proceder-se-á a análise e interpretação dos resultados obtidos, procurando assim dar o seu contributo para melhor caracterizar o sistema construtivo tradicional em alvenaria de pedra, no que diz respeito ao seu comportamento para fora do plano quando sujeitas a acções sísmicas.

O apoio de entidades oficiais, nomeadamente da SRCTE (Secretaria Regional da Ciência, Tecnologia e Equipamentos) e SPRHI (Sociedade de Promoção e Reabilitação de Habitação e Infra-Estruturas), conforme referido na apresentação do Projecto à FUNDAÇÃO PARA A CIÊNCIA E A TECNOLOGIA, para a realização de ensaios experimentais no local suporta e realça a importância que estes ensaios poderão ter para as populações locais (e não só), além da caracterização do comportamento sísmico da alvenaria de pedra, elevando as expectativas de todos os intervenientes para atingir os objectivos pretendidos com o referido projecto.

1.4 Estrutura da Dissertação.

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos, obedecendo a um encadeamento lógico para melhor compreensão do assunto desenvolvido.

Assim, no **Capítulo 1** é feita uma introdução genérica ao tema em estudo, definindo os objectivos, fazendo referência ao âmbito e respectivo enquadramento em relação às tarefas inerentes ao projecto de investigação de que deriva. Serve ainda este capítulo para descrever sumariamente a estrutura da presente dissertação.

No **Capítulo 2** faz-se uma caracterização genérica, relativamente à geometria e capacidade mecânica das construções de alvenaria de pedra bem como uma breve abordagem ao tema da sismicidade e ao respectivo comportamento das alvenarias perante acções sísmicas.

No **Capítulo 3** são referidos os fenómenos sísmicos mais relevantes das últimas décadas no Arquipélago dos Açores, datados de 1980 e 1998, e a sua influência nas construções tradicionais em pedra da região, nomeadamente nas técnicas construtivas, na alteração das tipologias predominantes, vulnerabilidade e comportamento face a acções sísmicas.

No **Capítulo 4** é abordado o desenvolvimento laboratorial da técnica experimental, fazendo o enquadramento em relação a trabalhos já realizados por investigadores estrangeiros (Universidade de Auckland e outras) e nacionais (Universidade de Aveiro e Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto), bem como um ponto da situação ao estado da arte. Faz-se referência a diversos ensaios realizados em laboratório para concepção e desenvolvimento do setup (programa informático, estrutura de reacção, calibração de bolsas de ar, optimização do cálculo das áreas de contacto), de forma a otimizar os procedimentos a seguir posteriormente durante a realização dos ensaios e validação dos resultados obtidos. De realçar que os ensaios de laboratório foram realizados no âmbito do Projecto de Investigação anteriormente mencionado por investigadores directamente afectos ao mesmo, tendo sido estes ensaios/testes pontualmente acompanhados por mim, nomeadamente, para melhor compreensão dos mesmos.

O **Capítulo 5** trata da realização dos ensaios experimentais nos locais previstos. Neste capítulo são descritas as construções envolvidas nesta campanha de testes, a CASA NOVE (CN) e a CASA DO SALÃO (S), indicando os respectivos elementos construtivos a serem testados com a técnica desenvolvida em laboratório através da aplicação de cargas cíclicas alternadas (nos dois sentidos, fora do plano) e cargas cíclicas (num único sentido, fora do plano), sendo estas uniformemente distribuídas pela superfície dos elementos de parede testados. Faz-se referência à montagem da estrutura de reacção e sistema de monitorização, indicando as condições em que foram realizados os ensaios *in-situ*. As tarefas realizadas durante a campanha de ensaios no Faial foram, por questões logísticas e de programação, desenvolvidas exclusivamente no âmbito do Projecto de Investigação por investigadores directamente afectos ao mesmo.

Com a aquisição dos dados obtidos da campanha de ensaios a partir dos registos dos transdutores de deslocamentos e das células de pressão, procede-se à apresentação e posterior discussão de resultados, bem como a uma estimativa do módulo de elasticidade secante das alvenarias para os ensaios nas habitações designadas por **CN** e **S**.

Por fim, no **Capítulo 6**, são apresentadas as conclusões possíveis relativas ao estudo efectuado, fazendo algumas considerações quanto às vantagens e limitações detectadas nesta técnica de ensaio, bem como algumas propostas para desenvolvimento futuro no âmbito deste tema.

2 CARACTERÍSTICAS DAS ALVENARIAS. COMPORTAMENTO SÍSMICO DAS ALVENARIAS DE PEDRA.

A história mostra à saciedade a evolução da construção desde os tempos das cavernas até aos modernos edifícios actuais, estando muitas obras antigas ainda hoje visíveis e com desempenho estrutural satisfatório. As “regras de cálculo” antigamente eram sobretudo empíricas, tanto na prática de edificar como na visualização do comportamento estrutural ao longo do tempo, seguindo regras essencialmente experimentais e intuitivas. A utilização da pedra natural, talhada e aparelhada para fins de edificação e unidas com argamassas pobres, deu origem a elementos artificiais de construção de menor dimensão e menor peso para mais fácil manuseamento (nomeadamente em cimento e betão armado).

Juntamente com décadas de estagnação na evolução de metodologias construtivas em alvenaria de pedra deu-se o desenvolvimento da tecnologia do betão armado e da produção de aço no início do séc. XX, permitindo realizar obras com estruturas reticuladas, mais esbeltas e de grande altura. Com técnicas de produção mecanizadas e controladas por métodos mais racionais e exactos, surgem os primeiros elementos de betão prefabricados com maior resistência mecânica, leveza, diversidade de formatos e dimensões, contribuindo para que os sistemas construtivos com estes elementos se difundissem em grande escala. Assim, a técnica de construção tradicional em alvenaria deixou de ser tratada como a principal solução estrutural a ter em conta, sendo geralmente relegada para funções de fechamento e compartimentação de estruturas executadas com materiais mais recentes, até em edifícios de pequeno porte. Consequentemente, a investigação e o desenvolvimento da alvenaria de pedra na construção civil abrandou e estagnou.

2.1 Particularidades das alvenarias de pedra.

A alvenaria de pedra é um material compósito, construído directamente pela mão do homem através da sobreposição de pedras que confere a matriz estrutural podendo ou não ser aglutinadas por meio de um ligante (argamassas ou matérias pobres). A sua qualidade está ligada, de forma intrínseca, à competência dos seus executantes, com o controlo de qualidade efectuado pela verificação do cumprimento das boas normas construtivas. Nas alvenarias de pedra é possível, ainda assim, caracterizar

experimentalmente os seus constituintes (pedra e argamassa) e, com o auxílio de expressões empíricas, avaliar as características da alvenaria propriamente dita, no entanto, a representatividade destas expressões torna-se discutível dada a anisotropia do elemento parede, ao contrário de outro tipo de construções, nomeadamente em betão armado, que por não serem materiais provenientes directamente da natureza são mais facilmente caracterizáveis e controláveis no que diz respeito ao seu comportamento quando solicitados.

A alvenaria de pedra tem um comportamento frágil quando solicitada à tracção, apresentando alguma ductilidade em compressão. A variabilidade das suas propriedades mecânicas pode resultar tanto do processo construtivo (não standardizado), como da variabilidade da geometria, das características mecânicas da pedra (e da argamassa da junta, caso exista), do imbricamento e posicionamento das pedras no comportamento e capacidade resistente à compressão e da deformabilidade da alvenaria (em grande medida controlada pela deformação das juntas por esmagamento, abertura ou deslizamento). De referir ainda outros aspectos que contribuem para o comportamento da alvenaria de pedra, como sejam a secção transversal (consequentemente a inércia) ou o número de paramentos ou folhas, entre outros, que no seu conjunto permitem definir a qualidade de uma alvenaria de pedra.

2.2 Caracterização geométrica das alvenarias de pedra.

A caracterização de uma alvenaria de pedra passa pelo levantamento da sua geometria e das técnicas construtivas utilizadas, nomeadamente dos elementos constituintes, da sua dimensão e distribuição em alçado e em corte e do número de paramentos e tipos de ligações entre estes. Esta primeira informação poderá constituir, por si só, um elemento caracterizador da parede de alvenaria de pedra que permitirá posicioná-la dentro dum grupo com um padrão comum, e ao qual se associem intervalos das propriedades mecânicas ou modelos de comportamento. A definição geométrica da alvenaria recorrendo a elementos já existentes ou baseada em levantamentos com meios topográficos tradicionais ou técnicas fotogramétricas torna-se essencial num trabalho desta natureza. Um estudo geométrico rigoroso permite detectar irregularidades como desvios verticais e horizontais relacionados com eventuais avarias estruturais [12].

Em Portugal, e para o tipo de alvenarias que se encontram espalhadas pelo país, não existe uma catalogação específica. Em trabalhos realizados em Itália foi criada uma ficha de levantamento de danos em edifícios em emergência pós-sísmica, que na análise e tipificação das estruturas verticais em alvenaria de pedra recorre a ábacos que associam a determinadas características geométricas uma melhor ou pior qualidade da alvenaria, como a regularidade ou irregularidade da textura dos alçados (qualidade e geometria das pedras - irregulares, talhadas ou perfeitamente regulares, da qualidade da argamassa - maior ou menor fragilidade ou resistência, e da existência de fiadas de regularização e ou de travamentos entre paramentos - caso de paredes de paramento múltiplo) [13].

2.3 Caracterização mecânica das alvenarias de pedra.

É possível estabelecer relações entre as características geométricas de uma alvenaria de pedra e as suas características mecânicas. Os principais parâmetros mecânicos que melhor caracterizam uma alvenaria de pedra são o seu *módulo de elasticidade* e as *tensões limite resistentes* à compressão e à tracção (parâmetro de difícil determinação, obtido em função de coeficiente que relaciona com a tensão à compressão) e ao corte. A alvenaria de pedra pode, como já foi referido, ser caracterizada experimentalmente através dos seus elementos constituintes (pedra e argamassa) e, através deste conhecimento e de expressões empíricas (embora nem sempre consensuais, por isso, discutíveis), avaliar as características da alvenaria.

No caso das alvenarias de pedra, podem extrair-se carotes, tanto da pedra como da junta, de modo a realizar uma série de ensaios laboratoriais, por exemplo, resistência à compressão e tracção da pedra ou ensaios de carga normal e de deslizamento nas juntas. Os resultados destes ensaios podem ser complementados com outros ensaios *in situ*, tais como ensaios não destrutivos (ensaios sónicos ou ensaios de caracterização e identificação dinâmica), ou ensaios semi-destrutivos (ensaios mecânicos com macacos planos – *Flat-Jacks* – simples ou duplos) [13]. Na bibliografia existente são apresentados alguns valores para parâmetros característicos das alvenarias de pedra (módulos de elasticidade/deformabilidade, tensões limite à compressão simples, entre outros), obtidos através de campanhas experimentais realizadas, quer *in-situ*, quer em laboratório [14], [15], [16], [17], [31].

2.4 Comportamento sísmico das alvenarias de pedra.

Os sismos resultam da libertação de energia, propagando-se por ondas sísmicas, que ao actuarem sobre as construções provocam a sua vibração, tanto horizontal como vertical (relevante sobretudo em construções próximas do epicentro). As acções sísmicas, provocadas pelo movimento relativo das placas tectónicas, propagam dois tipos de ondas, as ondas P e S. As ondas de pressão P (primárias), são longitudinais e mais rápidas que as outras, propagando-se através do solo, com velocidades da ordem de 6 a 8 km/s. As ondas de corte ou transversais S (secundárias), deslocam-se a velocidades ligeiramente inferiores (3 a 5 km/s), devido a baixas frequências de oscilação e altas amplitudes de movimento, tornando-as potencialmente mais destrutivas que as anteriores. Superficialmente, a interacção destes dois tipos de ondas sísmicas dá origem às ondas L (superficiais), classificadas como sendo as ondas mais destrutivas.

Incidindo nas estruturas, estas ondas podem ter grande impacto destrutivo, induzindo excitação na massa dos elementos a partir dos apoios, propagando-se em altura e dessolidarizando a parede de pedra. A não dissipação das forças de inércia através dos elementos resistentes poderá provocar o colapso parcial ou total da parede e eventualmente atingir o equilíbrio da estrutura, equilíbrio este que deve ser assegurado para cada elemento estrutural e subestruturas possíveis de formar mecanismos durante a acção sísmica. É neste caso que se encontram normalmente os colapsos associados a painéis de alvenaria [18].

Uma característica comum a vários tipos de alvenaria é estas apresentarem boa resistência a acções de compressão, devidas ao peso próprio dos elementos ou a cargas provenientes de pavimentos e coberturas. Pela negativa, a aptidão destas perante outras acções, particularmente as horizontais como a acção sísmica, é muito variável, podendo ir desde a total incapacidade até a uma resistência satisfatória. O colapso das paredes de alvenaria para fora do plano, nem sempre se deve ao facto de ultrapassar os limites de resistência à flexão (conduzida pela resistência à compressão da parte comprimida do pano), mas à instabilidade dos elementos, pelo que o parâmetro preponderante na análise sísmica é a capacidade de deslocamentos que a parede de alvenaria permite [15].

A tipologia de alvenaria mais desfavorável, no que diz respeito ao comportamento sísmico, é a alvenaria seca ou de ligantes de fraca qualidade (na maioria dos casos a solidarização entre as pedras é feita com argamassa de fraca qualidade) com pedra irregular com uma folha (desaconselhada em zonas sísmicas devido à sua baixa ductilidade e resistência a acções sísmicas) ou duas folhas (**Figura 3.1**). O efeito das forças sísmicas em paredes de alvenaria de junta seca conduz facilmente à desagregação desta, eventualmente devido à rapidez do movimento oscilatório das paredes a acelerações verticais que atenuam o efeito estabilizador das forças de compressão [19].

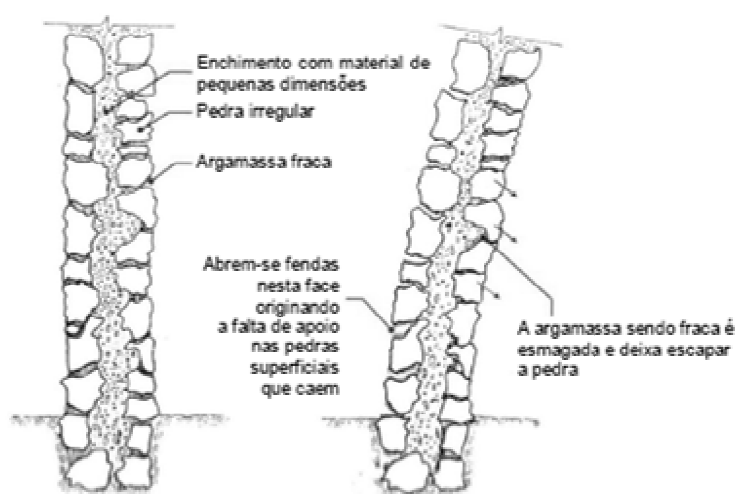


Figura 2.1 – Exemplo de parede de alvenaria seca ou ligante fraco com 2 folhas [19].

Quanto à capacidade resistente das paredes, os efeitos das ondas sísmicas transversais na sua base podem ser mais desfavoráveis (baixa frequência e elevada amplitude). Perante a actuação destas ondas, a parede poderá ver diminuída a sua capacidade resistente pela formação de fendas ou por rotura das fundações. Os efeitos das ondas sísmicas longitudinais, aquando da actuação destas segundo o plano de desenvolvimento longitudinal da parede, são menos gravosos do que quando as paredes são solicitadas para fora do plano. Assim, torna-se fulcral garantir um funcionamento conjunto das paredes, sendo de grande importância a ligação na zona dos cunhais, onde geralmente, em construções de pequeno porte, exibem blocos de maiores dimensões e de melhor qualidade relativamente ao restante da parede, sendo necessário garantir o seu correcto travamento, conseguido pela sua disposição em direcções transversais e melhorado pelo uso de argamassa de qualidade superior.

A existência de aberturas nas paredes pode alterar significativamente o comportamento das paredes face a um sismo. O encaminhamento das cargas até as fundações é feito através de zonas maciças de alvenaria entre aberturas (nembos), gerando maiores tensões nestas zonas e consequentemente maiores deformações, devido à menor rigidez global da parede. Dependendo das dimensões das aberturas, estas podem alterar de forma significativa a resistência, diminuindo a rigidez da parede no plano. O carácter oscilatório da acção sísmica quando solicita a parede pode provocar a abertura e o fecho de fendas de forma constante, o que pode levar à desagregação das zonas junto aos cantos por concentração de tensões locais e originar o colapso por perda de capacidade resistente.

As fundações têm um papel fundamental no comportamento sísmico dos edifícios pois os efeitos induzidos na construção pela ondas sísmicas têm necessariamente que ser transmitidos. Muitas vezes dá-se o colapso de edifícios aparentemente dotados para resistir eficazmente à acção do sismo por deficiências na sua fundação, quer nos seus elementos, quer por características inapropriadas de resistência ou por configuração do terreno. Tais deficiências podem originar assentamentos significativos, submetendo as paredes a deformações localizadas que produzem esforços em zonas eventualmente frágeis da parede, levando ao aparecimento de fissuras. A correcta ligação entre elementos da fundação e entre estes e as paredes será sempre um factor de melhoria do comportamento sísmico com melhor redistribuição de esforços.

Nas estruturas de coberturas e pavimentos em madeira é corrente observar-se a deficiente ligação ou entrega destes à parede de alvenaria, muitas vezes funcionando apenas por atrito. Nas coberturas torna-se fundamental a execução das asnas com a respectiva perna de forma a garantir uma maior entrega na parede. Mesmo com entregas adequadas, é necessário ter especial atenção à degradação da madeira nestas zonas de ligação, pois, os esforços induzidos pela acção sísmica poderão provocar o colapso da cobertura.

Outro factor primordial para a melhoria do comportamento sísmico é a regularidade e simetria aquando da concepção. Assim, além dos efeitos prejudiciais que a distribuição irregular da rigidez num edifício pode ter, a distribuição assimétrica de massas é outro aspecto que pode alterar de forma relevante o comportamento sísmico do mesmo.

3 OCORRÊNCIAS SÍSMICAS NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES.

3.1 Algumas considerações sobre os fenómenos da sismicidade.

As catástrofes naturais estão na origem de avultadas perdas humanas e materiais resultantes da acção directa e indirecta de fenómenos naturais sobre as populações e os meios nos quais estão inseridas. Os sismos assumem assim especial importância nas regiões urbanas densamente habitadas, reflectindo-se na afectação de importantes recursos para um amplo espectro de actividades interligadas com o objectivo de mitigar os seus efeitos, como sejam a elaboração de planos de emergência, a redução da vulnerabilidade sísmica do edificado urbano, a avaliação do risco sísmico ou a avaliação preliminar de danos.

O estudo dos edifícios antigos de alvenaria tem sido limitado, comparativamente com materiais mais recentes. Nos últimos anos tem aumentado o interesse para o estudo aprofundado deste tipo de construção, essencialmente devido à preservação do património construído e ao abrandamento da nova construção por questões económicas. Assim sendo, é fundamental identificar as principais limitações que tais edifícios apresentam, relativamente a exigências de segurança (dada a sua elevada vulnerabilidade sísmica), conforto e de habitabilidade.

O conhecimento e o estudo da sismicidade de um território são a primeira tarefa no caminho da prevenção. As perdas resultantes da acção dos sismos podem ser estimadas através da conjugação de três factores independentes, designadamente, a casualidade sísmica (quantifica a acção dos sismos numa dada região), a vulnerabilidade sísmica (expressa o dano provocado na estrutura em função da intensidade da acção sísmica) e a exposição (relaciona os danos com as perdas), que definem o risco sísmico. Dos três factores referidos, a vulnerabilidade sísmica constitui o único directamente relacionado com o comportamento sísmico das construções. Esta pode ser determinada de acordo com os dados existentes e os objectivos a alcançar, sob a forma de avaliação individual ou colectiva (grande conjunto de construções), de acordo com uma série de parâmetros pré-estabelecidos [20].

Na avaliação individual são utilizados métodos detalhados, baseados em dados obtidos por levantamento dos elementos estruturais e inspecção dos materiais utilizados. Tais métodos destinam-se a determinar a vulnerabilidade sísmica das construções, a estimar o desempenho sísmico e ao dimensionamento de soluções de reforço para atingir níveis de desempenho pretendidos. Na avaliação colectiva, a vulnerabilidade sísmica é estimada com base em parâmetros semi-empíricos identificáveis por reconhecimento visual. Os mais recentes métodos de avaliação colectiva baseiam-se no conceito de construção representativa de determinada tipologia para, com base na sua avaliação individual, estimar o desempenho sísmico de todos os edifícios incluídos na tipologia [20].

3.2 Sismicidade no Arquipélago dos Açores.

O Arquipélago dos Açores tem sofrido as consequências de sismos de magnitude moderada a forte, que resultaram muitas vezes em danos importantes. No contexto da tectónica de placas, o Arquipélago situa-se na fronteira entre as placas Euro-Asiática e Africana (designada fractura Açores-Gibraltar), tendo a Oeste a falha dorsal do Oceano Atlântico (*Figura 3.1*).

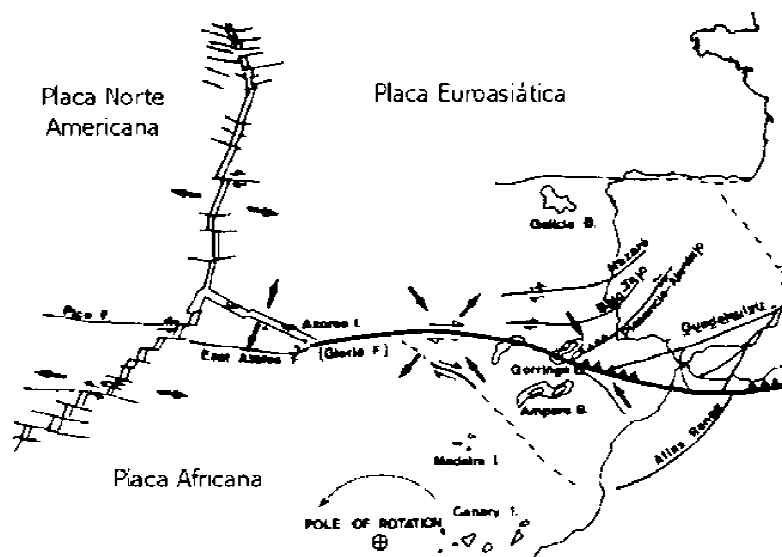


Figura 3.1 – Placas Tectónicas na zona dos Açores [11].

O movimento das placas caracteriza-se pelo deslocamento para Norte da Placa Africana e pelo movimento divergente E-W da dorsal atlântica. Na zona mais ocidental da fractura Açores-Gibraltar encontra-se a junção tripla dos Açores. A Sudeste da ilha de S. Miguel a fractura toma uma direcção E-W, com movimento de desligamento (Falha da Glória). Mais para oriente, o movimento de desligamento passa a cavalgamento da placa Euro-asiática sobre a placa Africana. Na zona de junção tripla dos Açores, a sismicidade que se faz sentir está relacionada quer com fenómenos vulcânicos quer com a movimentação inter-placas. A Falha da Glória apresenta um comportamento quase assísmico, dada a reduzida taxa de movimento que poderá provocar sismos com grandes períodos de retorno. Estão documentados inúmeros sismos históricos na zona dos Açores. Na **Tabela 3.1** apresenta-se um resumo sucinto com alguns dos principais sismos históricos ocorridos no Arquipélago dos Açores, bem como algumas das suas consequências, relativamente a danos de carácter material e humano.

Tabela 3.1 - Principais sismos históricos dos Açores [21].

DATA	ILHAS ATINGIDAS	PRINCIPAIS CONSEQUÊNCIAS
22.10.1522	São Miguel	<i>Destruição de Vila Franca. Movimentos de terreno. Alguns milhares de mortes.</i>
09.04.1614	Terceira	<i>Destruição de Praia da Vitória. Destruídas 1600 habitações. Mais de 200 mortes.</i>
09.07.1757	São Jorge, Pico e Terceira	<i>Elevada destruição na Ilha de São Jorge (Um milhar de mortes). Danos relevantes na zona oriental do Pico e Terceira (sobretudo Angra do Heroísmo).</i>
15.06.1841	Terceira	<i>Destruição de Praia da Vitória e Fontainhas. Danos relevantes em São Sebastião e Fonte do Bastardo.</i>
31.08.1926	Faial e Pico	<i>Elevada destruição na cidade da Horta (Uma dezena de mortes). Danos relevantes no Pico.</i>
01.01.1980	Terceira, Graciosa e São Jorge	<i>Elevada destruição sobretudo na Terceira. Destruídas 4700 habitações e 5700 sem condições de habitabilidade. 60 mortes.</i>
09.07.1998	Faial e Pico	<i>Elevada destruição na zona Nordeste do Faial (8 mortes e 150 feridos). Centenas de casas destruídas/danificadas no Pico.</i>

3.2.1 Sismo de 1 de Janeiro de 1980 – Ilhas Terceira, Graciosa e S. Jorge.

O sismo de 1 de Janeiro de 1980 foi catalogado como sendo um dos mais devastadores que terá atingido o Arquipélago dos Açores, comparável ao sismo de 9 de Julho de 1757, tendo durado 28 segundos e atingido uma magnitude próxima dos 7,2 na escala de Richter (ou VIII/IX na escala de Mercalli Modificada) [22], sendo fortemente sentido nas lhas pertencentes ao grupo central, nomeadamente, a Terceira, São Jorge e Graciosa, com particular efeito destrutivo nas duas primeiras (**Figura 3.2**).



Figura 3.2 - Danos causados pelo sismo em Angra do Heroísmo, Terceira, 1980 [22].

A generalidade dos edifícios tradicionais existentes nos Açores não oferece condições para suportar acções sísmicas de elevada intensidade. Nas construções antigas, sobretudo as rurais, executadas com argamassas ligantes de fraca resistência e utilizando pedras de dimensões reduzidas, é frequente ocorrer a desagregação das alvenarias quando sujeitas a vibrações intensas como no caso dos sismos. As paredes exteriores, devido à sua massa elevada, tornam-se os elementos construtivos mais solicitados. As propriedades intrínsecas dos elementos estruturais juntamente com a interacção entre estes elementos tornam-se as principais limitações nas construções antigas. Para além da deficiente ligação pelas argamassas, os principais mecanismos de rotura em paredes exteriores são a interacção entre estas e as coberturas ou outras paredes estruturais, avarias em cunhais ou a existência de descontinuidades no pano de parede, não esquecendo a influência das fundações no comportamento da estrutura (nomeadamente a capacidade resistente dos solos, podendo permitir rotações excessivas em paredes, abatimentos e/ou assentamentos diferenciais entre elementos do mesmo edifício).

O efeito devastador do sismo de 1 de Janeiro de 1980 confirmou a fragilidade das construções mais antigas na ilha, tal a dimensão dos estragos causados, levando à sua ruína parcial ou total por colapso de partes ou das construções por inteiro (**Figura 3.3**), enquanto as construções da zona urbana, correntemente sujeitas a obras de beneficiação ou manutenção, sofreram danos bem menores. Por outro lado, construções mais recentes, de porte idêntico ao dos edifícios tradicionais e executadas em betão armado, que obedeciam a disposições construtivas e regras anti-sísmicas específicas, tiveram um comportamento estrutural geralmente satisfatório, sofrendo poucos ou mesmo nenhuns danos (ocorrendo sobretudo devido à má execução ou incumprimento das disposições dos regulamentos de segurança contra os sismos em vigor, RSCS - 1958) [23].

De forma genérica, pode-se assumir que a principal causa da dimensão desta catástrofe residiu na fragilidade do tipo de construção tradicional nos Açores, realizada com paredes resistentes com espessuras da ordem dos 0,60m, de duas folhas de pedra regular ou irregular, aparelhada ou não aparelhada, ligadas com matérias pobres. As coberturas, com asnas executadas por pernas de madeira e sem travamento entre si, descarregam directamente nas cornijas, contribuindo para imprimir movimentos nas paredes que este tipo de edifícios dificilmente poderia contrariar.

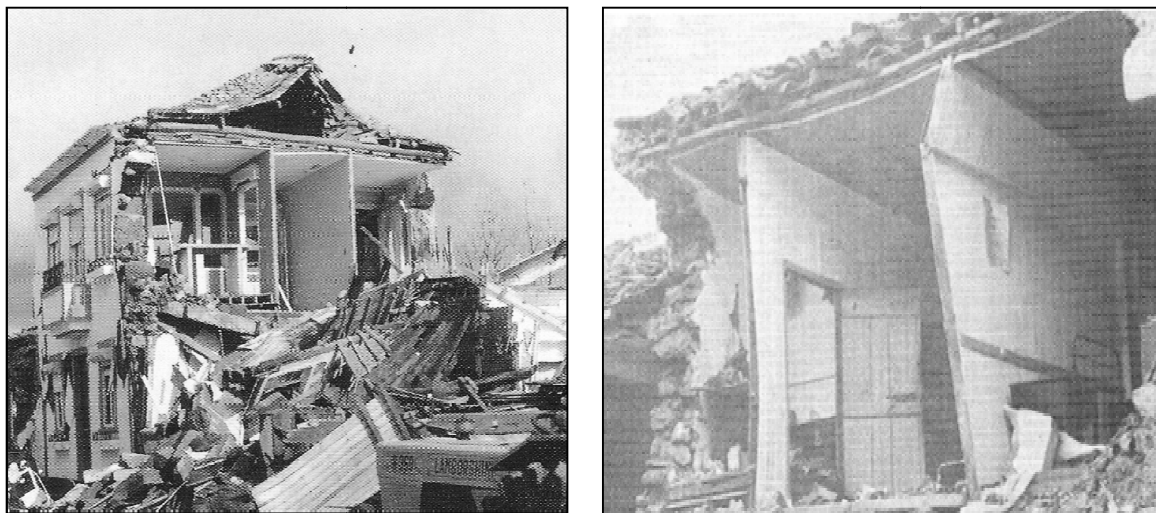


Figura 3.3 - Construções em alvenaria tradicional destruídas, 1980 [23].

Logo após o sismo, desenvolveram-se acções de desobstrução e limpeza das vias de comunicação de forma a vistoriar os edifícios de habitação para avaliar os danos e determinar as condições de habitabilidade. Alguns edifícios, apesar de terem sofrido danos ligeiros que não comprometiam a estabilidade, foram abandonados pelos proprietários em virtude desses danos serem bem visíveis, gerando insegurança. Outros houve que, após a necessária vistoria, foram aconselhados a sofrer intervenções como escoramento, demolição ou reforço estrutural, visando a sua reconstrução ou reparação de modo a garantir condições de habitabilidade ou apenas para melhorar as condições de segurança imediata a fim de permitir a retirada de bens e pertences do seu interior. Nas zonas rurais, gravemente afectadas, iniciaram-se os trabalhos praticamente no dia seguinte ao abalo, com apoio técnico de forma a evitar erros construtivos que comprometessem a estabilidade em próximas acções sísmicas, indicando aspectos construtivos e a melhor localização de elementos resistentes em betão armado a introduzir na construção.

Partindo duma avaliação inicial mais grosseira foi possível estabelecer uma classificação para as construções atingidas, definindo-as como estando em *Bom Estado*, *Razoável*, *Mau* e *Ruína*, tendo assim chegado a uma estimativa da área de construção afectada na cidade de Angra do Heroísmo, na Ilha Terceira, que rondava os 2/3 da área total construída, o que atestava a gravidade do acontecimento sísmico. Na totalidade, nas ilhas Terceira, São Jorge e Graciosa, verificou-se que das 57000 habitações existentes, 57% foram atingidas, 37% sofreram danos e 20% foram destruídas [22].

Durante a década de 80 assistiu-se de forma previsível, sobretudo durante os primeiros anos, a uma acentuada evolução do consumo de cimento e ferro, consequência do surto de novas construções, ampliações ou reconstruções de edifícios existentes, inclusive com a introdução de elementos de betão armado em construções tradicionais (pilares, cintas de coroamento, lajes de pavimento e cobertura, fundações), o que levou a um aumento do espectro de tipologias construtivas existentes, sobretudo construções do tipo mistas, que incorporavam aos edifícios antigos algumas soluções de construção mais recente, com elementos estruturais realizados em betão armado (*Figura 3.4*).

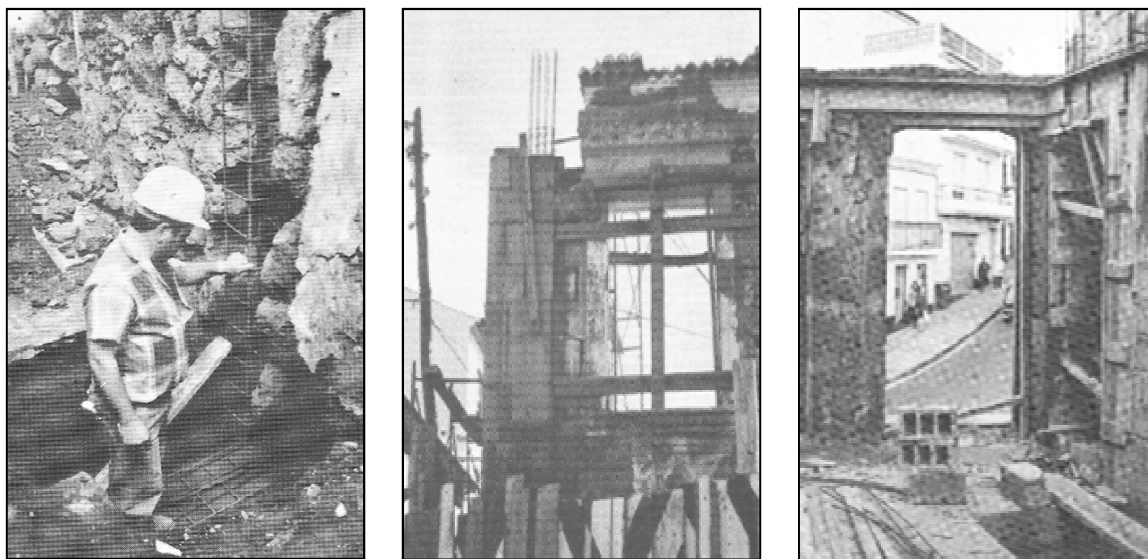


Figura 3.4 - Reconstrução com elementos estruturais em betão armado [23].

Assim, no que diz respeito à capacidade estrutural, era recomendado realizar trabalhos de reconstrução, reparação e/ou reforço de edifícios com alvenaria de pedra utilizando montantes de betão armado tanto nos cunhais como nas paredes de enchimento, execução de paredes com blocos de cimento, execução de lintéis de bordadura (cintas sísmicas) aos diversos níveis até ao tecto do último andar e placas de betão para pavimentos, entre outros. Tudo isto dependendo do grau de intervenção em função dos danos ocorridos, número de andares do edifício, etc.

3.2.2 Sismo de 9 de Julho de 1998 – Ilhas do Faial, Pico e S. Jorge.

Volvidos 18 anos após o devastador sismo de 1980 que originou consideráveis alterações tanto a nível de tipologias construtivas como de reorganização do espaço urbano nas ilhas Terceira, São Jorge e Graciosa, dá-se uma nova ocorrência sísmica de elevada magnitude: O sismo de 9 de Julho de 1998.

Este fenómeno sísmico teve o seu epicentro localizado no grupo central dos Açores, a cerca de 16 quilómetros a NNE da cidade da Horta e a uma profundidade entre 5 e 10 km, afectando gravemente as ilhas do Faial, sobretudo as freguesias mais rurais a Nordeste (**Figura 3.5**), e do Pico. Tendo atingido uma magnitude de 5,8 na escala de Richter (ou VIII/IX na escala de Mercalli Modificada), danificou milhares de edifícios,

muitos dos quais ficaram irrecuperáveis ou completamente destruídos, para um total de 8720 alojamentos [20], conforme ilustrado pelas imagens da **Figura 3.6**.

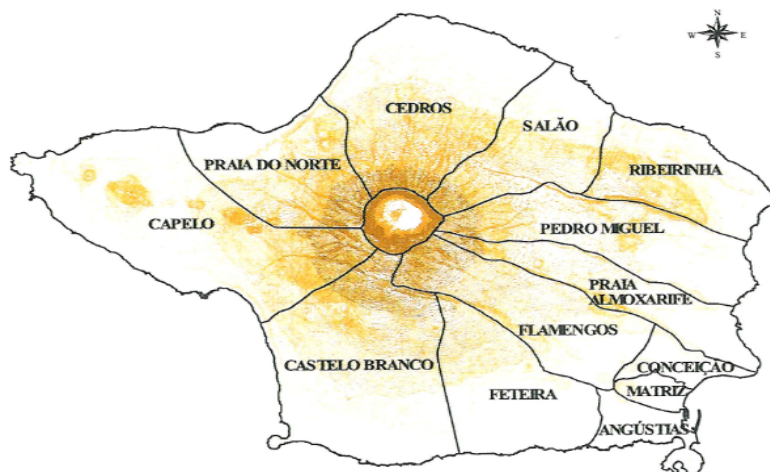


Figura 3.5 – Localização das freguesias do concelho da Horta – Ilha do Faial [18].



Figura 3.6 - Danos causados pelo sismo do Faial - Açores, 1998 [18].

Mais uma vez, consequência da ocorrência de sismos de grande magnitude nas ilhas do Arquipélago, o elevado número de reconstruções, reforços e alterações efectuadas nos edifícios existentes contribuiu para uma maior diversidade de tipologias construtivas a considerar, desta vez nas ilhas do Faial (sobretudo esta) e Pico. A opinião generalizada de que as casas antigas de pedra não apresentavam a segurança pretendida face à ocorrência de sismos levou a alterações profundas em muitas construções, com implementação de diferentes tipos de soluções construtivas e de materiais, tal como em 1980, descaracterizando as construções tradicionais nestas ilhas e abandonando muitas daquelas que foram danificadas pelo sismo, algumas até aos dias de hoje.

Após levantamento dos diversos tipos de sistemas construtivos, concluiu-se que a construção tradicional (exclusivamente em alvenarias estruturais exteriores de pedra, com pavimentos e coberturas em madeira) ainda mantém 57% dentro do universo de 2305 edifícios cadastrados para efeitos do estudo [20], o que representa um indicador a ter em conta quanto à ainda elevada vulnerabilidade sísmica das construções da ilha do Faial.

Numa amostra mais reduzida de 157 unidades, foi ainda efectuada uma classificação quanto ao tipo de secção transversal das paredes exteriores com dois panos de pedra, sem ligação entre estes (preenchimento com material pobre), de espessuras próximas dos 0,70m, e cujo revestimento é habitualmente composto por uma mistura de barro e cal com 0,02m, sobre o qual é aplicado um acabamento com argamassa de cal e areia. Na esmagadora maioria desta amostra, trata-se de edifícios unifamiliares isolados (sobretudo nas freguesias mais rurais), com formato rectangular, geralmente com um ou dois pisos acima do pavimento térreo. Dentro da amostra, este tipo de paredes estruturais em alvenaria de pedra representa 93% do total, o que torna este tipo de elemento construtivo altamente representativo [20].

Do posterior levantamento de danos registados nas construções e do cruzamento dessa informação com as diferentes tipologias identificadas, pode-se confirmar que em todos os graus de dano definidos para o elemento construtivo parede (fendilhação ligeira, fendilhação acentuada, fractura, colapso e ruína, para um universo de 2294 unidades consideradas), estes acontecem na sua esmagadora maioria em construções tradicionais ou mistas (ou seja, construções tradicionais mas que envolvem intervenções de ampliação,

com elementos construtivos resistentes em betão armado, mantendo os elementos estruturais originais) [20].

Na **Tabela 3.2** apresenta-se, de forma resumida, valores relativos a uma quantificação genérica dos diferentes graus de dano registados para toda a ilha do Faial e em particular para algumas freguesias urbanas da cidade da Horta. Constata-se que nestas freguesias, comparativamente com a generalidade dos casos, a maioria dos danos registados eram leves ou moderados, sendo nestas zonas onde se registam maiores percentagens de construções sem danos a assinalar, o que traduz uma maior concentração de construções recentes ou com menor vulnerabilidade sísmica devido a eventuais obras de beneficiação e/ou de manutenção, comparativamente com outras freguesias rurais da ilha com menor poder económico.

Tabela 3.2 – Síntese de danos após o sismo de 1998 [24].

Freguesias	Sem Danos (%)	Danos Leves (%)	Danos Moderados (%)	Danos Severos ou Colapso (%)
Toda a Ilha do Faial	54	10	17	20
Horta - Angústias	78	11	10	1
Horta - Conceição	75	10	10	5
Horta - Matriz	65	17	18	1

4 DESENVOLVIMENTO LABORATÓRIAL DA TÉCNICA EXPERIMENTAL.

4.1 Enquadramento.

Dada a conjuntura económica actual, com a retracção verificada nos últimos anos na indústria da construção civil em território português (nomeadamente, no que ao licenciamento de novos edifícios diz respeito), torna-se cada vez mais aconselhável a reconstrução e/ou reabilitação de edifícios antigos. Para que tal se torne uma medida efectiva, é fundamental ter um conhecimento mais aprofundado dos elementos construtivos a intervir, de forma a obter soluções optimizadas e devidamente integradas, tanto no edifício em si, como na sua envolvente, procurando manter uma linha arquitectónica coerente com o restante edificado.

A realização de ensaios experimentais para a caracterização das alvenarias, tanto em laboratório como in-situ, tem-se revelado de uma importância crucial para a avaliação do seu comportamento (no caso das construções antigas existentes), bem como para a adopção de medidas preventivas e de reabilitação, adequadas a cada caso [25]. Após a ocorrência do sismo de 1998 na Ilha do Faial, Açores, foram realizados diversos ensaios em algumas construções danificadas. A aplicação e o desenvolvimento de diversas metodologias experimentais para a caracterização das alvenarias in-situ tem sido recorrente [9], [26], [27].

Assim, o presente trabalho aborda uma técnica experimentada e desenvolvida por investigadores da Universidade de Auckland, Nova Zelândia (conjuntamente com outras instituições australianas), nomeadamente com auxílio de bolsas de ar (“*airbags*”), tanto em laboratório [28], como no local [29], [30], [31], [32]. Para o desenvolvimento destes terão contribuído algumas experiências anteriores [33], [34], também adoptadas por outros investigadores a nível internacional [35]. Englobada num projecto de investigação científica, o desenvolvimento desta técnica surge após a realização dos primeiros ensaios experimentais em paredes de pedra de construções degradadas nos Açores, sendo aplicada numa fase posterior em paredes de adobe, tanto em laboratório como numa construção devoluta na zona de Aveiro [11].

4.2 Ensaios experimentais em alvenarias com cargas distribuídas para fora do plano – Estado da Arte.

A tradição ancestral e a consequente proliferação de construções em alvenaria, aliada à inexistência de regulamentação sísmica para a sua execução levaram a assumir este tipo de construções como altamente vulneráveis aos sismos. Tornara-se assim evidente a necessidade de fazer um ponto da situação, com análises às limitações e riscos inerentes a estas antigas técnicas construtivas, criando novas perspectivas de acordo com o conhecimento do desempenho sísmico destes edifícios. Alguns estudos e relatórios caracterizam o comportamento e vulnerabilidade das alvenarias sujeitas a acções sísmicas, nomeadamente, devido a aspectos como falhas ou ausência de ancoragens, insuficiências no plano e para fora do plano e efeitos combinados entre estes, rigidez dos pavimentos e ligação destes com as paredes, entre outros [33]. Decorrente deste tipo de estudos (muitas vezes na sequência de sismos altamente destruidores e como forma de mitigar eventuais prejuízos humanos e materiais), vai surgindo alguma legislação específica sobre prevenção sísmica que posteriormente chega a ter efeitos práticos “no terreno”, implementando até a necessidade de intervenção em edifícios considerados como propensos a degradação ou ruína, como por exemplo, no caso de Wellington, na Nova Zelândia, através da implementação do BA04 – Building Act 2004 [36].

Com o desenvolvimento de recentes programas experimentais para melhorar a compreensão do comportamento de construções de alvenaria sujeitas a acções sísmicas, a técnica com recurso a *airbags* tem sido difundida com o trabalho desenvolvido por diversos investigadores, uma vez que os ensaios realizados com carregamento no plano das paredes não permitem aferir a necessária capacidade resistente às forças de inércia induzidas nestas para fora do plano pela movimentação horizontal dos solos. Com baixa resistência à tracção e limitada capacidade de deslocamentos perpendiculares ao seu plano, o modo de rotura para fora do plano destas alvenarias, nomeadamente as mais delgadas, torna-se um dos modos de rotura mais predominantes neste tipo de construções.

Estudos experimentais realizados em laboratório em reproduções à escala, partindo da caracterização rigorosa das propriedades dos materiais utilizados nestas [28], geralmente consentâneos com outros ensaios ou com parâmetros ASTM (*American Society*

for Testing and Materials), com o auxílio de estruturas de reacção, permitem a utilização dos referidos *airbags* na superfície das paredes de forma a simular a acção sísmica. A colocação de transdutores ou LVDT's (*Linear Variable Displacement Transducers*) permite medir deslocamentos em diversos pontos das paredes de acordo com os carregamentos aplicados, bem como células de pressão que permitem determinar a pressão necessária a tais deslocamentos [34]. A partir destes dados obtidos dos ensaios, é possível definir diagramas de pressão-deslocamento [kPa ; mm], num ou em dois sentidos, de forma a analisar o comportamento dos exemplares testados. Além de deslocamentos e pressões, a análise dos resultados experimentais faculta a determinação de rotações e tensões instaladas na parede, detecção das primeiras fendas, *dritf* (relação entre o deslocamento horizontal e a altura da parede), entre outros parâmetros.

Actualmente, a metodologia com recurso a *airbags* tem sido utilizada para testar paredes in-situ, seja qual for a função destas (nomeadamente paredes exteriores [30], ou interiores [29], [31], [32]), ou a utilização do edifício de que fazem parte integrante (residencial, comercial ou industrial). Esta técnica permite efectuar ensaios experimentais podendo confrontar os resultados dos mesmos com os resultados obtidos em laboratório, de forma a verificar se são consistentes, nomeadamente, simulando condições da alvenaria existente no local (condições de apoio/contorno, existência ou não de aberturas simétricas ou assimétricas na parede, etc.) em relação à realizada em laboratório [28]. Para tal, recorre-se inicialmente à extracção de amostras ou provetes de materiais constituintes (tijolos e argamassas de juntas) para determinação das reais propriedades, para testar em laboratório para posterior comparação com as normas vigentes, ou ensaios de resistência ao corte diagonal com actuador hidráulico em amostras de parede extraídas do local (geralmente na ordem dos 1.20m x 1.20m), podendo ser efectuados tanto em laboratório como no próprio local.

Independentemente de se tratar de ensaios de carga cíclicos apenas num sentido (ou seja, flexão da parede exercida pela actuação de um *airbag* com carga, descarga e recarga) [29], [30], [31], [32] ou em ambos os sentidos (flexão nos dois sentidos imposta pela actuação de *airbags* com inversão de cargas e descargas sucessivas e alternadas em ambas as faces da parede testada) [28], pretende-se com tais ensaios aproximar os resultados obtidos em laboratório por similitude das paredes ensaiadas (nomeadamente

condições de apoio, materiais constituintes, dimensões, etc). Inicialmente procura-se definir uma força actuante tal que origine a primeira fissura horizontal (o que de forma consistente pode acontecer aproximadamente a 50% da altura em paredes com deslocamentos horizontais restringidos na base e no topo), bem como o respectivo deslocamento e deformação residual após carga aplicada. Genericamente, poder-se-á aumentar (ou não) a carga aplicada, a fim de tentar verificar a degradação para diferentes níveis de carga crescente e, eventualmente, levar até à rotura da parede por flexão.

Muitos dos fundamentos desenvolvidos por estes investigadores porventura terão também estado na origem do projecto de investigação referido no Capítulo 1. Apesar de ter sido desenvolvida e testada inicialmente para paredes de adobe, esta técnica pode ser adaptada a outros tipos de alvenarias, como neste caso. A técnica consiste na aplicação de cargas distribuídas para fora do plano sobre uma parede de alvenaria por meio de bolsas de ar, sendo o setup constituído por dois pórticos rígidos colocados em ambas as faces da parede que suportarão placas de madeira de reacção e as bolsas de ar a ser insufladas de forma a aplicar pressões alternadamente sobre a superfície da parede, pretendendo assim simular a acção sísmica.

Dado o pouco conhecimento prático desta técnica em Portugal, procedeu-se inicialmente a uma série de testes experimentais de diversos componentes do setup [11]. Assim, foram realizados ensaios de enchimento dos *airbags* com diferentes registos de peso (para verificação da capacidade resistente de rotura, adequação do número de ligações existentes de entrada e saída de ar, velocidade de enchimento e controlo de pressão, entre outros), avaliação da área de contacto entre superfícies e o afastamento das superfícies em contacto com os *airbags* (maiores distâncias implicam menores áreas de contacto), funcionamento do sistema de aquisição de dados (pressões medidas através de transdutor de pressão, e deslocamentos, medidos por LVDT's), entre outros. Estes ensaios permitiram afinar o setup configurado de forma a obter dados consistentes de acordo com o pretendido. Dos resultados obtidos nos testes realizados e das melhorias introduzidas partiu-se para a concepção e construção dum protótipo para a estrutura principal de apoio aos *airbags* com a utilização de perfis metálicos (**Figuras 4.1 e 4.2**) e posterior optimização dos acessórios (sistema de aquisição de dados, *airbags*, válvulas, etc) [11].

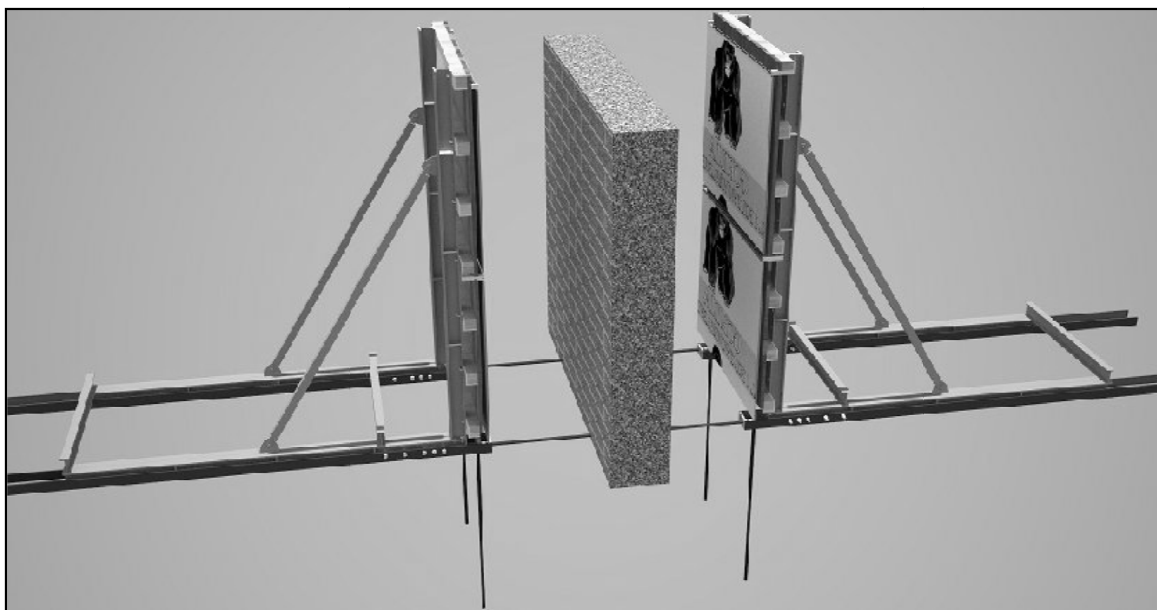


Figura 4.1 – Protótipo da estrutura de suporte [11].

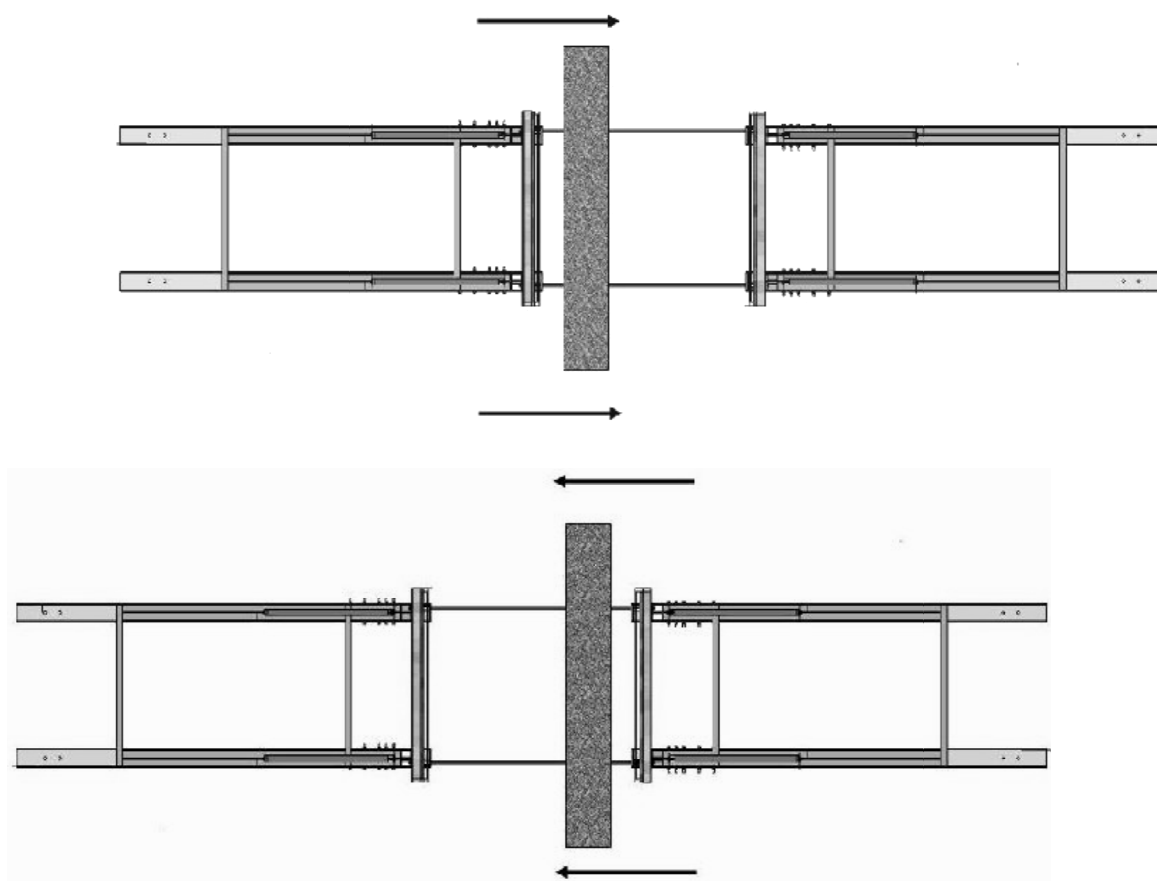


Figura 4.2 – Actuação pretendida durante a aplicação da carga [11].

A realização deste ensaio in-situ serviu para testar esta técnica numa parede interior de adobe, elemento constituinte dum edifício de habitação representativo da região de Aveiro. A estrutura de reacção foi montada de acordo com o protótipo e os dispositivos de monitorização colocados numa estrutura secundária (*Figura 4.3*).



Figura 4.3 – Setup de ensaio e estrutura de segurança [11].

A realização destes ensaios conduziu à apresentação de resultados que permitiram caracterizar a resistência e a deformação da parede ensaiada, nomeadamente, com auxílio de gráficos de tensões, deslocamentos, energia dissipada, drift, [11], bem como estimar posteriormente o valor do módulo de elasticidade de flexão, através de programa de elementos finitos, por processo iterativo de tentativa-erro. Foram ainda registados danos decorrentes do ensaio, tanto na parede solicitada como na envolvente, permitindo identificar mecanismos de colapso por rotura das ligações entre a parede principal e as paredes laterais ou rotura do cunhal.

4.3 Procedimentos laboratoriais para desenvolvimento do setup.

Dado o desenvolvimento desta técnica promovido pelo projecto de investigação já referido, torna-se necessário aplicá-la noutros materiais, de forma a aferir a sua adaptabilidade a outras soluções construtivas, tradicionais ou industrializadas.

Com o objectivo de realizar uma campanha de ensaios que permitissem caracterizar de forma mais próxima da realidade o comportamento cíclico de elementos de construções tradicionais afectadas pelo sismo na Ilha do Faial, procedeu-se à concepção de um novo setup para esta técnica de ensaios, mas mantendo a premissa de executar ensaios para fora do plano, por aplicação de cargas distribuídas pela superfície em paredes de alvenaria de pedra. Espera-se que esta caracterização possa eventualmente servir para definição de parâmetros fiáveis que permitam a criação de regulamentação ou de normas construtivas para a execução de novos edifícios em alvenaria resistente de pedra, com capacidade resistente a acções dinâmicas de grande intensidade, como o caso dos sismos.

Toda a investigação desenvolvida para esta metodologia de ensaio inovadora partiu de uma base de conhecimento algo dispersa, tendo por isso recorrido a inúmeros testes que se revelariam fundamentais para retirar algumas ilações e obter algumas conclusões para o seu desenvolvimento. Assim, partindo do setup anterior, procedeu-se à concepção e desenvolvimento laboratorial de um novo setup, de forma a adaptá-lo a uma nova realidade, procurando melhorar diversos factores como o cálculo das áreas de contacto, automatização do processo e controlo do ensaio, medição dos parâmetros força e deslocamento, bem como uma nova estrutura de reacção. De forma a tornar os registos (de pressões e deslocamentos) a obter nos ensaios mais fiáveis, foi desenvolvido um programa informático em linguagem LabVIEW.

4.3.1 Calibração da célula de pressão para bolsas de ar tipo “Gorilla”.

O objectivo desta calibração era o de estimar a pressão a aplicar numa bolsa de ar do tipo “Gorilla” (*ITW Shippers Products, USA*), colocada entre duas superfícies com rigidez e resistência suficiente para poder aplicar níveis de pressão muito próximos da capacidade máxima resistente das bolsas de ar (ou seja, $\approx 100\text{KPa}$), de forma a estimar a

força aplicada obtida a partir das leituras das células de pressão, posteriormente comparada com uma força total adquirida pelas células de reacção. O setup para a realização dos ensaios de laboratório (efectuados no LESE – Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) consiste numa parede de reacção com elevada rigidez, tendo colocado nesta parede células de reacção (funcionando à tracção) aparafusadas a pernos fixos à parede. A outra superfície a entrar em contacto com a bolsa de ar seria uma placa de contraplacado marítimo, apoiada em perfis UPN de forma a conferir-lhe maior rigidez.

Foram realizados 5 ensaios, com diferenças de setup entre ensaios, nomeadamente, com o aumento gradual da rigidez da placa de contraplacado.

O **ENSAIO_01**, correspondia a uma distância entre superfícies de 4cm, tendo sido colocadas duas placas de esferovite com $0,90 \times 0,60 \text{ m}^2$ e 4cm de espessura de maneira a não danificar a bolsa a testar e para definir a área de contacto entre superfícies (**Figura 4.4**).

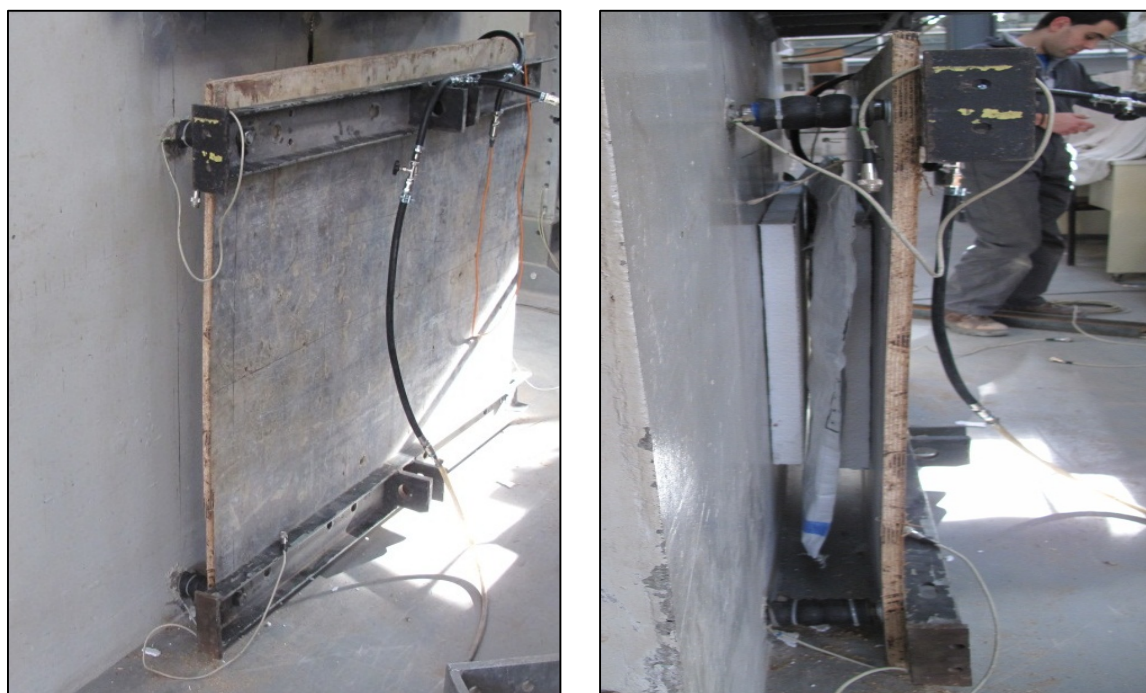


Figura 4.4 – Setup de ensaio #1 – Preparação e colocação da bolsa de ar.

Procedeu-se então ao enchimento da bolsa de ar com auxílio de compressor de ar (*Figura 4.5*). Das leituras registadas, tanto do transdutor de pressão (na bolsa de ar) como das células de reacção (no caso, tracção), foi possível estabelecer um erro entre estas de aproximadamente 16%, em que a força na bolsa era de $\approx 0,84$ vezes a força registada nas células ao longo do ensaio (*Figura 4.6*). Como tal, houve necessidade de corrigir os valores registados pelo transdutor de pressão por um factor de 1,16 de forma a aproximar estes valores dos valores obtidos pelas células de reacção.



Figura 4.5 – Setup de ensaio #1 – Bolsa de ar cheia.

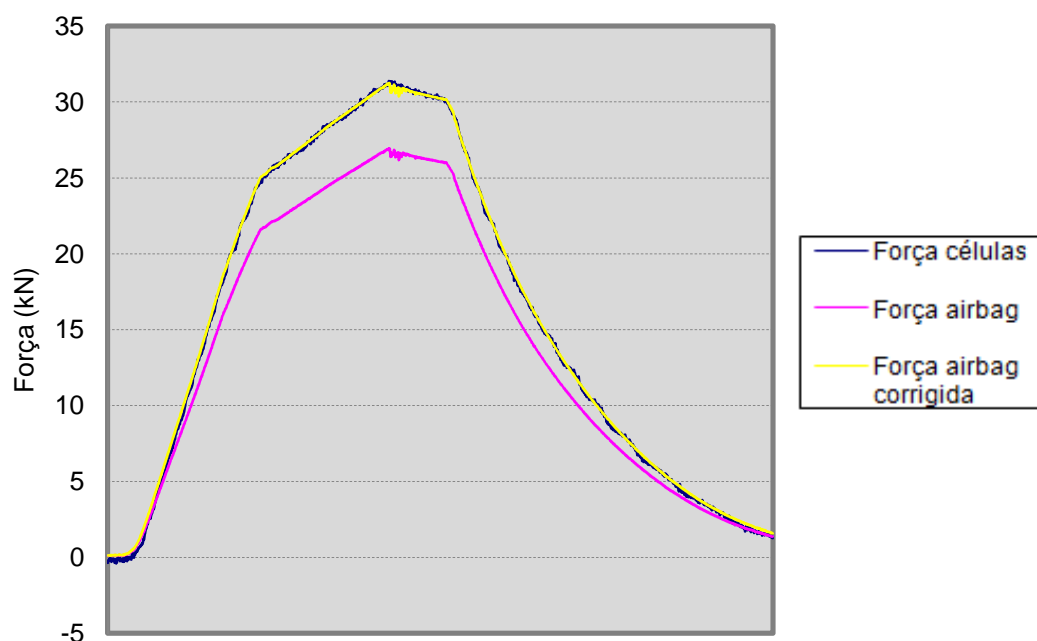


Figura 4.6 – Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_01).

Os motivos para o surgimento deste diferencial poderão estar relacionados com alguns factores como:

- i) Não correspondência entre as leituras das pressões registadas nas células de pressão (transformadas em forças ao multiplicá-la pela área de contacto) e as forças registadas nas células de reacção colocadas nos pernos;
- ii) Erro na estimativa da área de contacto (definida como sendo igual à área das placas de esferovite utilizadas – $0,90 \times 0,60 m^2$);
- iii) Baixa rigidez da estrutura de reacção (placa de contraplacado marítimo) na origem de esforços não exclusivamente axiais nas células de carga;
- iv) Bordos da bolsa de ar não estavam em contacto com qualquer superfície poderá ter provocado erros no registo da pressão lida.

O **ENSAIO_02** realizado diferiu do anterior apenas na maior espessura das placas de esferovite e na tentativa de aumentar a rigidez da estrutura de reacção através da introdução dum elemento vertical junto à placa de contraplacado. Tais alterações não trouxeram os resultados pretendidos pois, além de ter havido um incremento no diferencial de pressões entre as leituras das células de reacção e o transdutor de pressão, passando para

19% (**Figura 4.7**), a estrutura, a partir da força registada de $\approx 25\text{kN}$, entrou em cedência até atingir a rotura para valores de $\approx 28\text{kN}$ (**Figura 4.8**), com os valores de pressão registados entre estes dois momentos a sofrerem oscilações.

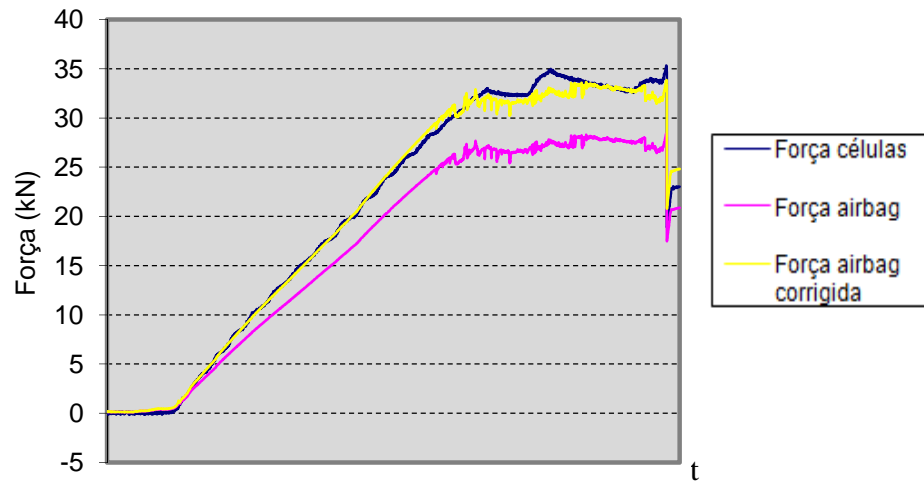


Figura 4.7 – Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_02).



Figura 4.8 – Setup de ensaio #2.

O **ENSAIO_03** realizado diferiu do anterior apenas pela tentativa de aumentar a rigidez da estrutura de reacção através da introdução de mais um elemento UPN na horizontal, a meio, entre os dois perfis iniciais. Continua a verificar-se um desfasamento entre os gráficos, com novo aumento, desta vez na ordem dos 29% (**Figura 4.9**). Com o aumento da rigidez houve novo aumento do diferencial de forças registadas, não podendo verificar se tal está relacionado ou foi apenas coincidência pois neste ensaio foi retirada a placa de esferovite que estava em contacto com a parede de betão.

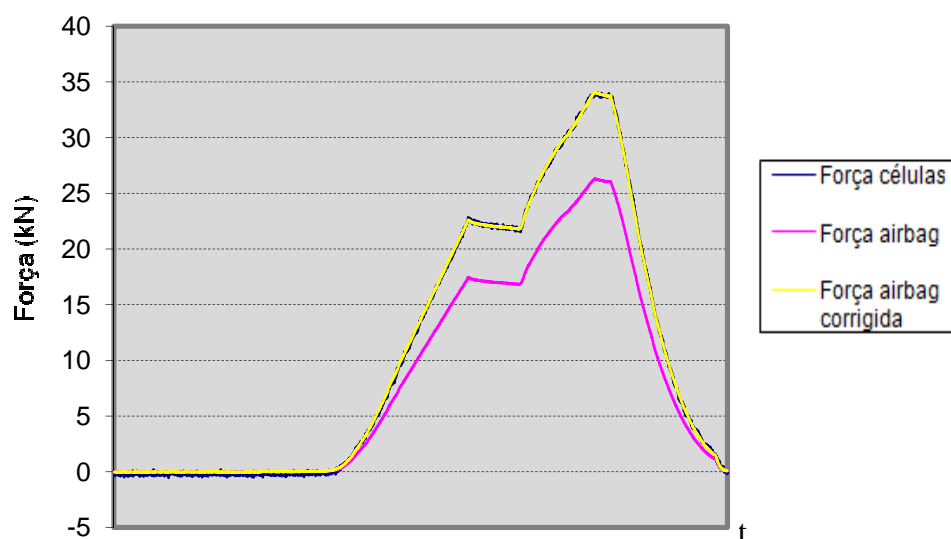


Figura 4.9 – Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_03).

No **ENSAIO_04** o setup foi alterado, utilizando uma estrutura com elevada rigidez, recorrendo para tal a uma estrutura auto-equilibrada composta por 4 perfis metálicos HEB 300 (**Figura 4.10**). Parte da estrutura possuía rodas esféricas de forma a tornar livre o deslocamento horizontal desta. A estrutura estava ligada por 4 células de tracção que permitem a leitura da força imposta pelo enchimento da bolsa de ar. A área de contacto foi limitada a $0,60 \times 0,60 \text{ m}^2$, sendo a distância inicial entre superfícies de 3 a 4 cm.

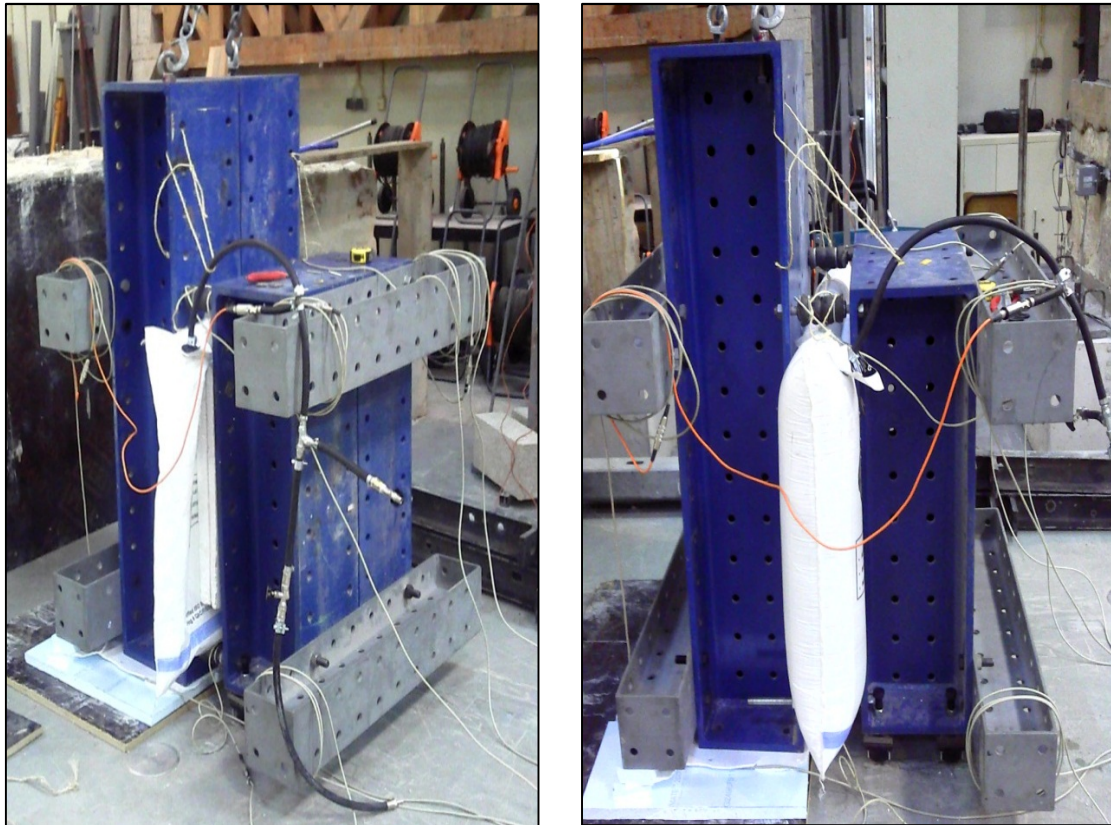


Figura 4.10 – Setup de ensaio #4.

Dos resultados obtidos deste ensaio, verifica-se que houve novo aumento do diferencial em causa para valores da ordem dos 43% (**Figura 4.11**). Tal poderá significar que o facto de utilizar uma área bastante inferior à da área da bolsa de ar ($0,90 \times 0,90 \text{m}^2$), pode influenciar a estimativa da área de contacto ou mesmo a leitura da pressão, tornando este fenómeno de difícil compreensão, devido ao não conhecimento sobre efeitos não lineares geométricos que decorrem da deformação da bolsa de ar.

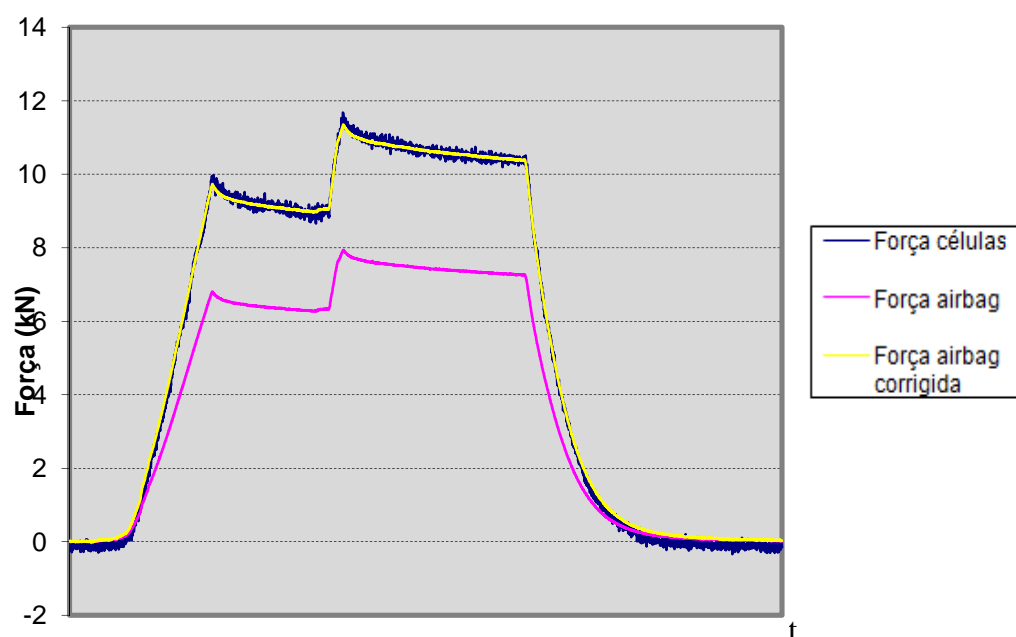


Figura 4.11 – Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_04).

Com o intuito de utilizar ao máximo a área total da bolsa de ar (área de contacto prevista de $0,90 \times 0,90 \text{ m}^2$), realizou-se o **ENSAIO_05**, optando para tal por deixar uma distância de apenas 1cm entre as duas superfícies. A estrutura foi realizada com 3 perfis HEB 300, colocados na horizontal e devidamente ligados entre si por parafusos, mantendo-se a existência de rodas esféricas na base, tal como no ensaio anterior. Esta estrutura de reacção seria ligada à parede de betão armado através de 4 células de tracção (**Figura 4.12**), tendo sido previstos para este setup três ensaios com configurações diferentes. A saber:

- a) Sem placa de esferovite, para uma distância de 1cm;
- b) Sem placa de esferovite, para uma distância de 4cm;
- c) Com placa de esferovite, para uma distância de 1cm.



Figura 4.12 – Setup de ensaio #5.

Para o primeiro ensaio realizado *a)*, os resultados obtidos permitiram constatar uma proximidade entre as forças obtidas pelo transdutor de pressão e as forças obtidas pelas células de reacção.

Para o segundo ensaio realizado *b)*, com o aumento da distância entre superfícies, e considerando que a área de contacto se mantinha em $0,90 \times 0,90 \text{ m}^2$ (tal não se verificou), os valores não foram totalmente coincidentes (diferencial aproximado de 3%), visto a área ter sofrido uma ligeira diminuição para $0,90 \times 0,87 \text{ m}^2$ (**Figura 4.13**).

Para o terceiro ensaio realizado *c)*, com a distância entre superfícies de novo em 1cm, e com placa de esferovite, os valores da leitura do transdutor de pressão e das células de reacção mantiveram-se iguais durante todo o ensaio (**Figura 4.14**). Tal permitiu concluir que, para estas bolsas tipo “Gorilla”, a distância que separa as superfícies deverá ser muito reduzida (abaixo de 1cm). Isto sem esquecer que durante a realização dum ensaio em que o elemento em estudo for uma parede, esta tenderá a deformar-se, originando um aumento da distância inicial entre as superfícies, levando a que a área de contacto não seja

constante durante o ensaio, o que induzirá em estimativas de força aplicada incorrectas, obrigando a uma posterior correcção.

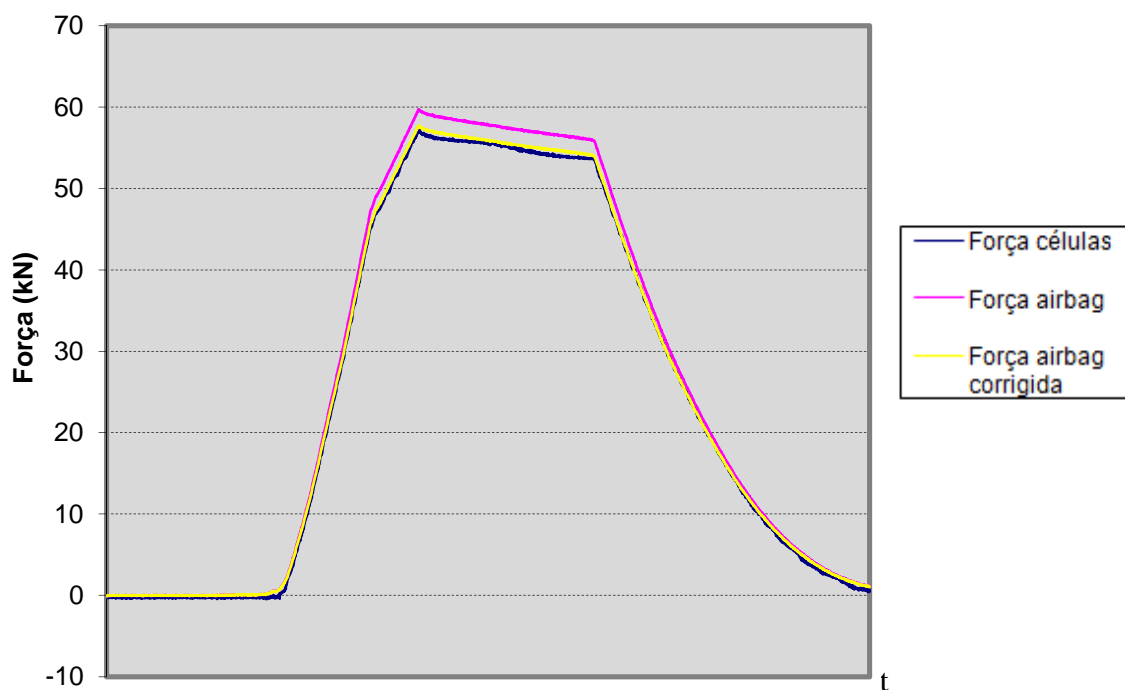


Figura 4.13 – Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_05.b).

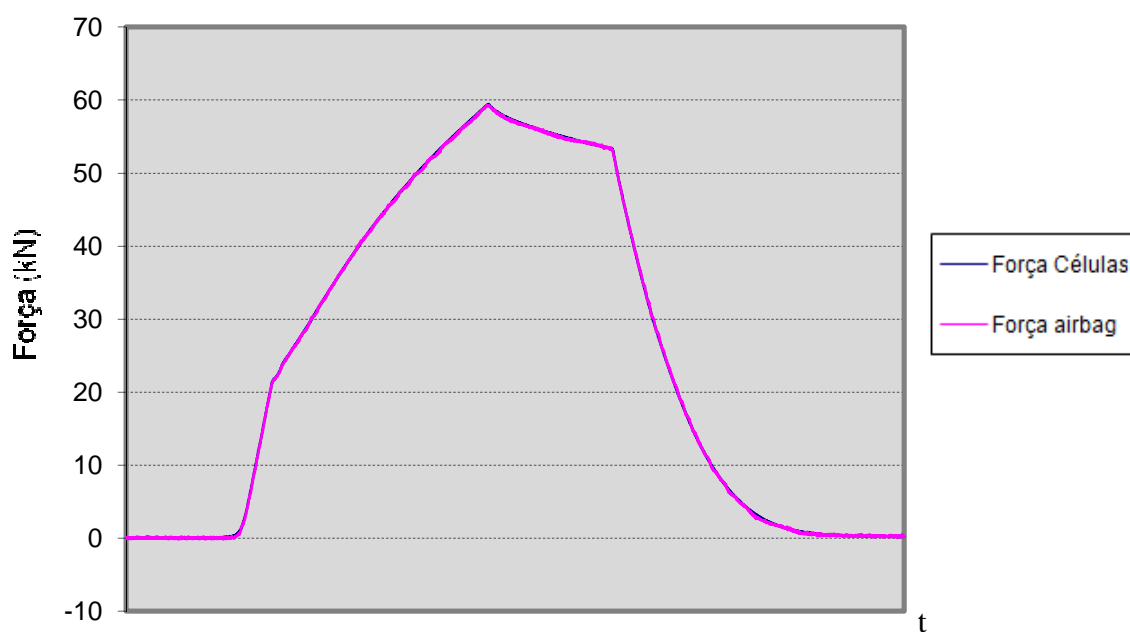


Figura 4.14 – Comparativo entre transdutor de pressão e células de reacção (E_05.c).

Nesta fase de calibração, pode concluir-se que a utilização deste tipo de bolsa de ar apresenta algumas desvantagens, como seja a difícil estimativa da área de contacto entre bolsa e parede, levando a diferenciais entre as forças registadas pelas células de reacção e as forças equivalentes resultantes das leituras das células de pressão, não dispensando assim a posterior correcção, situação agravada com o aumento da distância entre superfícies. Outro senão destas bolsas reside na existência de uma única válvula, que tem como função a entrada e saída do ar comprimido, não permitindo monitorizar a pressão por outra via que não seja esta mesma, influenciando as leituras da pressão e potenciando a ocorrência de erros.

4.3.2 Calibração da célula de pressão para bolsas de ar – *Alternativa Nylon.*

Como atrás referido, aquando da calibração da célula de pressão para as bolsas de ar do tipo “Gorilla”, foram evidenciados alguns problemas. Um pormenor que comprometia o esvaziamento de ar das bolsas está relacionado com o número reduzido de saídas de ar existentes nas mesmas (apenas uma). Este pormenor comprometia a fiabilidade das leituras de pressão efectuadas, pois, o sensor de pressão encontra-se ligado à mangueira onde circula o ar, podendo afectar a pressão devido à velocidade/caudal de ar na entrada ou saída da bolsa.

Outro assunto que ofereceu dificuldades acrescidas na utilização dessas bolsas está relacionado com a estimativa da força resultante (fruto da variabilidade da área de contacto). O factor que mais contribuía para essa dificuldade era a deformada da parede relativamente à estrutura, fazendo com que a bolsa de ar, aquando da admissão de ar, começasse a ter uma área de contacto com a parede cada vez menor (dada a geometria desta bolsa na fase de enchimento não se aproximar da forma recta mas sim de uma forma elíptica), pois as faces ganham um formato ovalizado à medida que aumenta a quantidade de ar insuflado, de tal forma que apenas a zona central da bolsa estaria perfeitamente em contacto com a parede, diminuindo a área de contacto (*Figura 4.15*).

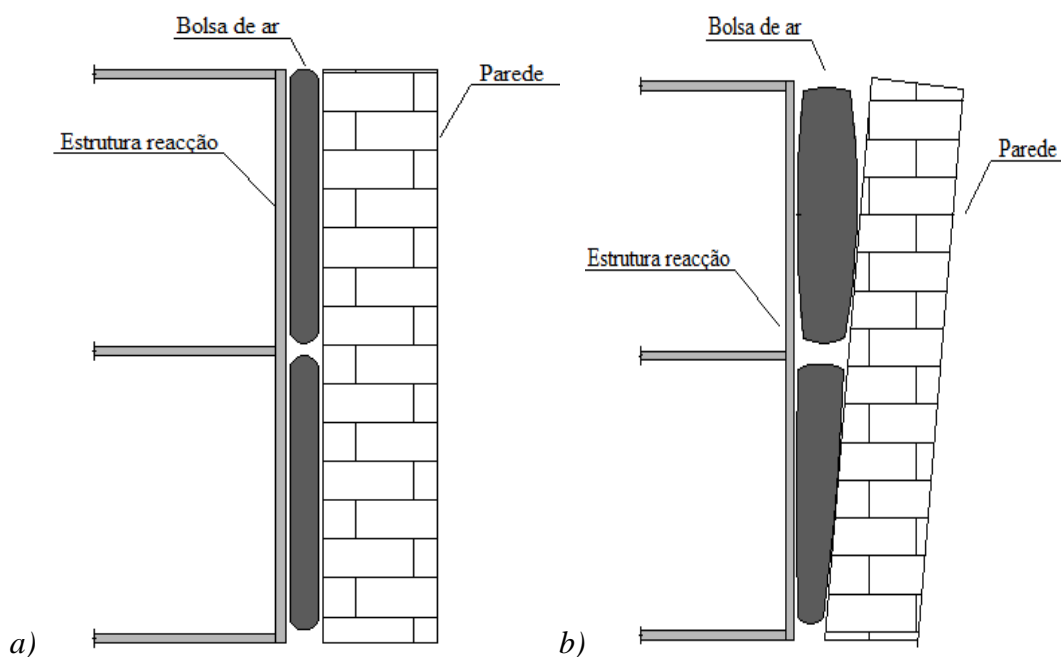


Figura 4.15 – Variação da área de contacto consoante o deslocamento da parede [11]:

a) Fase inicial do deslocamento; b) Fase final do deslocamento.

Tendo em conta estas dificuldades, pretendia-se encontrar uma alternativa às bolsas tipo “Gorilla” inicialmente utilizadas. Assim, optou-se por bolsas de ar confeccionadas em Nylon (*Engenheiros do Balão, Gaia*) (**Figura 4.16**).



Figura 4.16 – Bolsa de ar de Nylon vs. Bolsa de ar tipo “Gorilla”.

Estas bolsas apresentam algumas vantagens em relação às primeiras, como sejam a maior resistência do nylon, o número de saídas/entradas de ar variável consoante a necessidade (permitindo melhor controlo da pressão de ar) e a geometria na fase de enchimento (nomeadamente o acabamento dos bordos, onde as faces são rectas e perpendiculares entre si, tomando a bolsa um formato de paralelepípedo). Com a utilização das bolsas de ar de nylon, torna-se mais fácil aplicar maiores deslocamentos, comparativamente às bolsas do tipo “Gorilla”, no entanto as dificuldades na obtenção da força resultante continuaram, mas com repercussões bastante menores.

Para a definição da área de contacto realizou-se uma campanha de ensaios com o objectivo de estimar um factor de correcção. Tais ensaios consistiram em simular o deslocamento da parede face à estrutura de reacção, isto é, no decorrer de um ensaio a parede ao ser impulsionada pela pressão afasta-se da estrutura de reacção, verificando-se um deslocamento relativo variável entre as duas superfícies (**Figura 4.17**). Deslocamento esse que origina uma variação da área de contacto da bolsa de ar durante o ensaio, que por sua vez proporciona leituras diferentes entre as células de força e a célula de pressão.

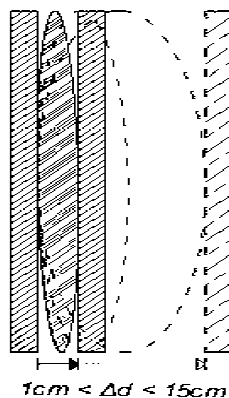


Figura 4.17 – Afastamento relativo entre superfícies.

Tendo as bolsas de ar de nylon uma espessura, quando cheias, de 40cm, estas permitem assim aplicar deslocamentos próximos deste valor, no entanto, como existe uma distância próxima de 18cm entre a estrutura de reacção e a parede a ensaiar, sobram apenas 22cm. Para estimar a equação de correlação, realizaram-se 15 ensaios para distâncias entre superfícies compreendidas entre os 18cm e os 32cm, variando 1cm de ensaio para ensaio, com um setup de acordo com o indicado na **Figura 4.18**.

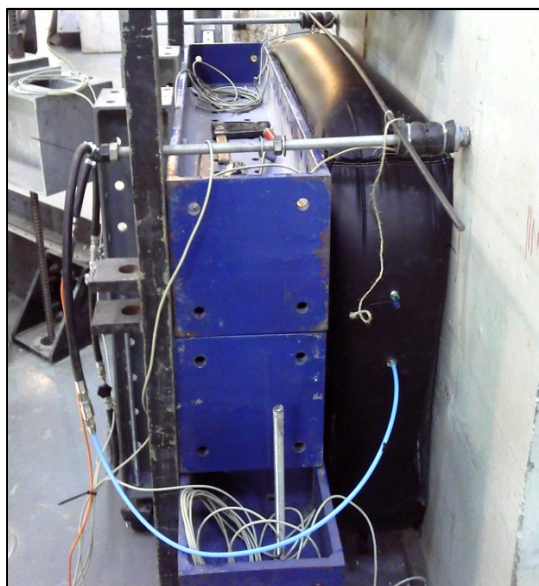


Figura 4.18 – Setup de ensaio para calibração da bolsa de ar de Nylon.

Da realização de cada um dos ensaios referidos resultava um par de leituras: uma medida de pressão (obtida pelo transdutor de pressão) e outra medida de força (obtida pelas células de carga), para cada uma das distâncias definidas entre superfícies, no intervalo [1cm;15cm]. Do rácio entre as leituras de força e de pressão, que variam de ensaio para ensaio, resulta o factor de correcção a aplicar à área de contacto bolsa/parede, para a distância correspondente, como se pode constatar na **Tabela 4.1**.

Tabela 4.1 – Factores de correcção das pressões.

Distancia (cm)	Factor de Correcção	Distancia (cm)	Factor de Correcção	Distancia (cm)	Factor de Correcção
32	0,786	27	0,936	22	1,040
31	0,814	26	0,963	21	1,058
30	0,867	25	0,983	20	1,077
29	0,891	24	0,992	19	1,060
28	0,906	23	1,013	18	1,094

A distância assim definida é introduzida como variável na equação da parábola do 4º grau, retirando daí o factor de correcção a aplicar (**Figura 4.19a**). Este factor, por sua vez, será multiplicado pela área de contacto de forma a obter a área de contacto corrigida a considerar aquando da apresentação dos resultados finais, nomeadamente na determinação das forças corrigidas. Este teste de calibração foi realizado apenas para uma bolsa de ar.

Caso existam duas ou mais bolsas de ar dispostas em altura, deverá ser retirado o valor da distância entre superfícies ao nível do centro de gravidade de cada bolsa de ar, fazendo assim a respectiva correcção de forma independente, para cada bolsa de ar (*Figura 4.19b*).

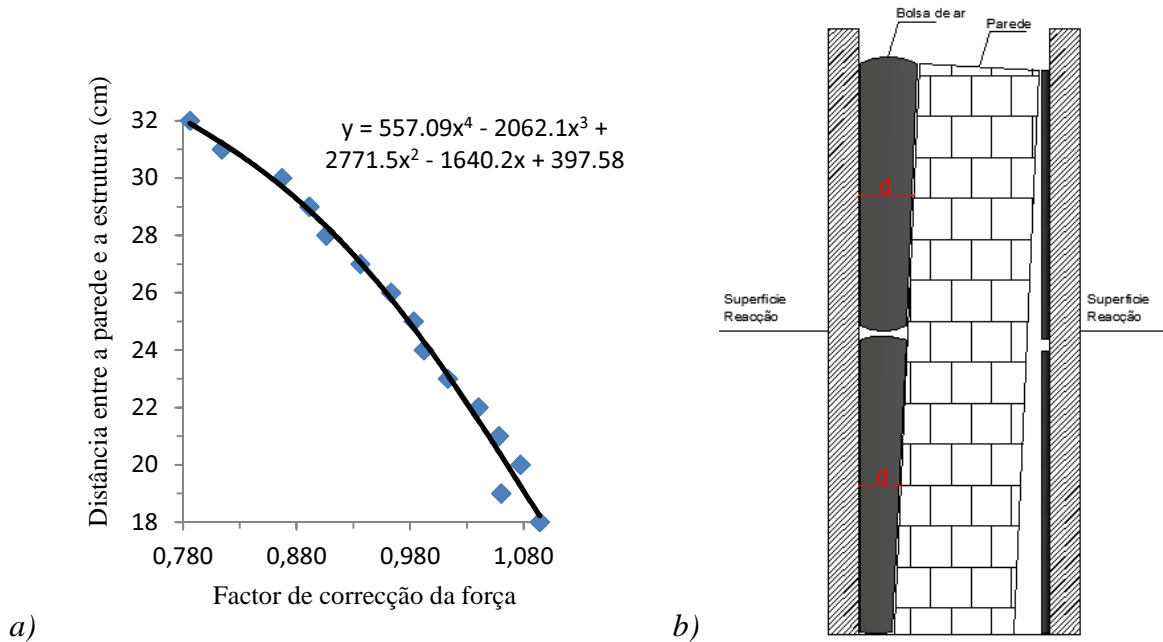


Figura 4.19 – Modelo de correcção da área de contacto: *a)* Factor de correcção; *b)* Deslocamentos *d* para mais que uma bolsa de ar.

4.3.3 Desenvolvimento de programa informático para controlo de ensaios, em linguagem labview.

Com o desenvolvimento do programa informático, em linguagem LabVIEW™ [37], será possível controlar o ensaio (pela carga ou pelo deslocamento) através do controlo de admissão e descarga de ar comprimido das bolsas de ar. O programa permitirá a regulação das taxas impostas para a velocidade de aplicação de ar dentro das bolsas, registando em simultâneo os deslocamentos. Um dos objectivos dos ensaios de laboratório era testar a imposição de carga cíclica através do sistema informático. Além disso, pretendia-se verificar se, com a aplicação de uma determinada taxa, em carga ou em deslocamento constantes no tempo, esta conseguiria “acompanhar” a lei definida ou, pelo contrário, se não existiria caudal de ar suficiente na fase de admissão ou descarga de forma a seguir a lei imposta (*Figura 4.20*).

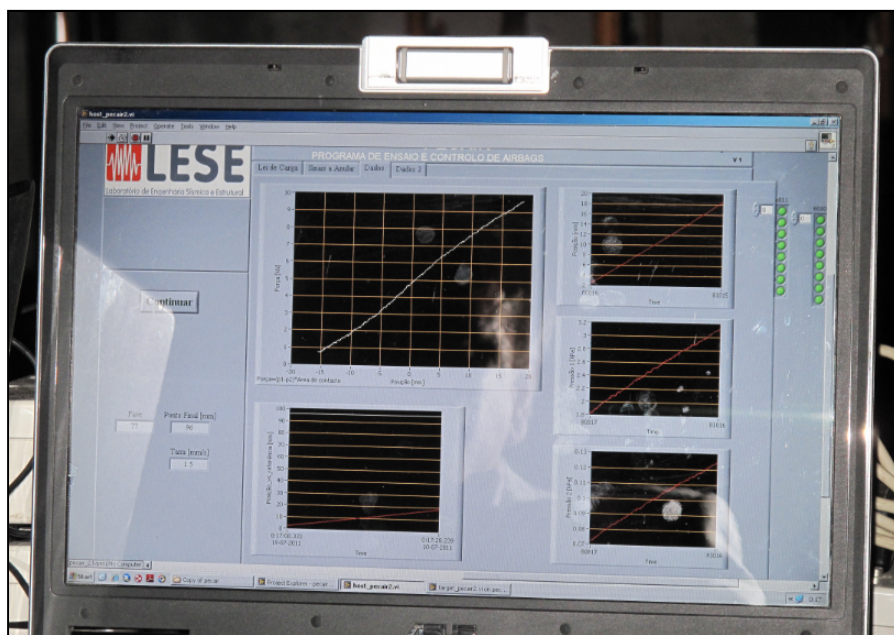


Figura 4.20 – Programa informático em contexto de ensaio – Fase de admissão

Nesta fase experimental, o sistema de ensaio será composto por uma placa de aquisição de dados *National Instruments*, à qual estarão ligadas por cabos a válvulas de pressão para admissão e descarga, um redutor de pressão (para pressão máxima não superior à admitida pelas válvulas de 6 bar), transdutores de pressão e de fio (estes últimos para medição dos deslocamentos) e um compressor de ar. De forma a avaliar o programa informático, realizaram-se diversos ensaios em laboratório, de modo a simular as possíveis condições nos ensaios in-situ, bem como para validação do programa propriamente dito.

O sistema consistia numa estrutura metálica fixa ao pavimento. No ensaio de laboratório o elemento de alvenaria, de rigidez semelhante às paredes a ensaiar in-situ, assume um comportamento de consola vertical. Era constituído por uma parede de pedra de um metro de altura, tendo por cima um bloco de betão com $\approx 3,0\text{m}$ de altura, onde seriam aplicadas as cargas distribuídas, provocando a rotura do elemento de pedra. Primeiramente, realizou-se um ensaio para fora do plano com aplicação de carga através de três bolsas de ar distribuídas em altura (**Figura 4.21**), sendo o sistema informático utilizado conforme o anteriormente descrito, efectuando as ligações entre bolsas de ar e restantes válvulas através de tubagens de diâmetro 6mm.

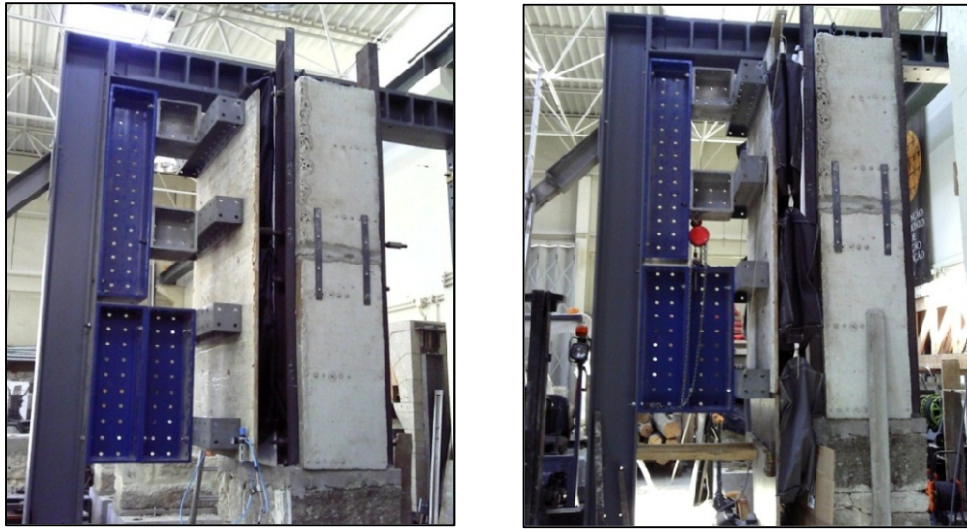


Figura 4.21 – Setup de teste para verificação do software.

O programa informático permitiu aplicar com sucesso níveis de carga desejados em ambos os sentidos, no entanto, relativamente à taxa de velocidade de aplicação da carga aplicada (mm/s) observaram-se problemas na fase inicial (15 segundos iniciais), uma vez que as bolsas de ar estavam completamente vazias, onde a pressão não acompanha a lei imposta fazendo com que a taxa de aplicação de pressão varie no início. Na fase de descarga o problema é semelhante, porém mais complexo, pois as válvulas adoptadas não possuem capacidade de escoamento suficiente para acompanhar a lei definida, o que tornou o processo lento pela pouca pressão na bolsa de ar. Assim, foram excluídas as válvulas de diâmetro $\varnothing 6\text{mm}$ (**Figura 4.22a**), adoptando válvulas de diâmetro $\varnothing 14\text{mm}$ (**Figura 4.22b**), de forma a aumentar o caudal de saída, diminuindo o tempo de descarga.

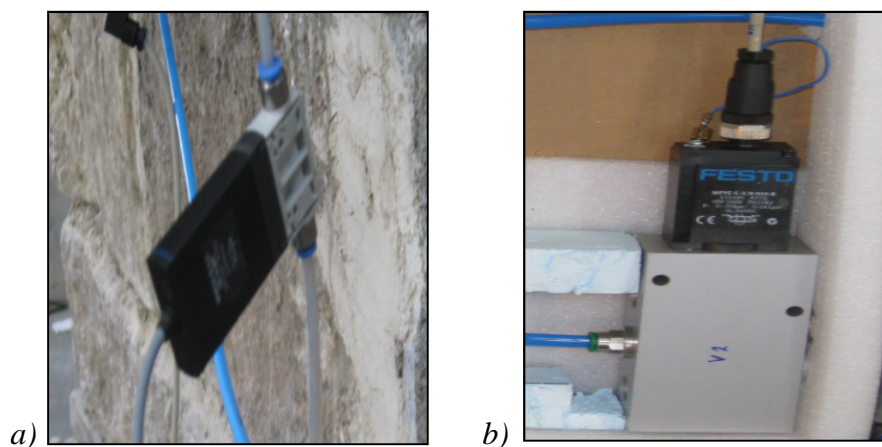


Figura 4.22 – Válvulas: a) Válvula $\varnothing 6\text{mm}$; b) Válvula $\varnothing 14\text{mm}$.

Assim, procedeu-se a mais um ensaio com o objectivo de aumentar o caudal de descarga das bolsas de ar, e consequente diminuição do tempo de descarga. A solução adoptada para ultrapassar este problema consistia em aplicar uma pressão (na fase de admissão) num dos lados da parede e na fase de descarga aplicar-se-ia pressão do lado oposto de modo a este pressionar a parede fazendo com que o balão do lado da descarga ganhasse pressão aumentando o caudal de saída e assim diminuir o tempo de descarga. No final a pressão seria o diferencial entre as pressões dos lados opostos.

Para testar esta ideia utilizou-se o setup anterior, realizando um ciclo de carga similar, ou seja, aplicando pressão apenas de um dos lados enquanto no outro lado a pressão é nula. Com os resultados obteve-se um gráfico de comportamento da parede Pressão vs Deslocamento. Realizou-se novo teste no mesmo setup, mudando apenas a aplicação de pressão, isto é, ao aplicar a pressão na fase de admissão já existia pressão do lado oposto. Com os resultados obteve-se um novo gráfico de Pressão vs Deslocamentos. Das diferenças resultantes da comparação desses gráficos concluiu-se que o facto de existir pressão de um dos lados quando se aplica pressão do lado oposto influencia a capacidade resistente da parede, registando-se um aumento de rigidez neste caso.

Com estes ensaios foi possível concluir que a variação da taxa de aplicação de carga na fase de carregamento apenas varia nos instantes iniciais, pelas mesmas razões das anteriormente descritas, às quais o tipo de válvula é alheio. Na fase de descarga a variação é praticamente nula excepto nos instantes finais do ciclo onde a parede já não tem capacidade elástica para voltar à posição inicial, tornando a pressão na bolsa de ar igual a pressão atmosférica, dificultando assim a saída do ar.

Resumidamente, foi possível retirar algumas ilações dos testes de calibração realizados em laboratório, nomeadamente, quanto à capacidade de resposta das células de pressão face ao problema colocado da aplicação de cargas que se pretendiam cíclicas, bem como na resposta apresentada, tanto na fase de admissão como na fase de escoamento das bolsas de ar, permitindo em ambos os casos que estes procedimentos fossem conseguidos de forma razoavelmente fluida.

4.3.4 Desenvolvimento de estrutura de reacção.

Em paralelo com o desenvolvimento laboratorial do sistema de leitura/aquisição de dados, foi desenvolvida uma nova estrutura de reacção. Para tal, pretendia-se uma estrutura que permitisse realizar ensaios para fora do plano em paredes sem reforço ou reforçadas, tão leve quanto possível, com elementos estruturais que possibilitassem o seu transporte e montagem de forma cómoda e que não necessitasse de elementos de reacção exteriores á estrutura, ou seja, tornando-o num sistema auto-equilibrado.

Foi definido que a estrutura de reacção a produzir para o ensaio seria constituída por perfis metálicos de aço S275, pretendendo ser uma estrutura articulada, sendo todos os elementos ligados por parafusos. Dadas as especificidades da sua utilização, a estrutura (**Figura 4.23a**) foi devidamente dimensionada com auxílio do programa informático de cálculo de estruturas *Robot Millennium*. Devido ao seu porte, foi desenvolvida uma estrutura tipo pórtico, simétrica, com elementos similares com peso inferior a 30 kg por elemento, de forma a permitir o seu transporte e montagem rápida e sem recurso a meios mecânicos (**Figura 4.23b**). Assim, os montantes foram executados em perfis TPS 150x50x5, ligados por cantoneiras UPN 80 e UPN 120 e por perfis tubulares TPS 90x50x3.2 e TPS 70x35x5. A ligação entre perfis será efectuada por meio de parafusos da Classe 8.8, com diâmetros M14, M12, M10.

A fim de verificar a existência de eventuais defeitos de fabrico, bem como da rapidez da montagem manual, procedeu-se então à montagem da estrutura de reacção no laboratório. Tal viria a revelar-se de grande utilidade pois permitiu constatar a existência de alguns erros de fabrico (nomeadamente na furação de algumas cantoneiras) que foram rectificadas em tempo útil, de forma a não prejudicar o andamento dos ensaios no local. Tal montagem permitiu ainda definir qual seria a melhor sequência de montagem a seguir de forma a tornar esse procedimento mais ágil e menos moroso, dada a escassez de tempo para efectuar os ensaios pretendidos (5 dias de campanha a realizar na ilha do Faial, Açores).

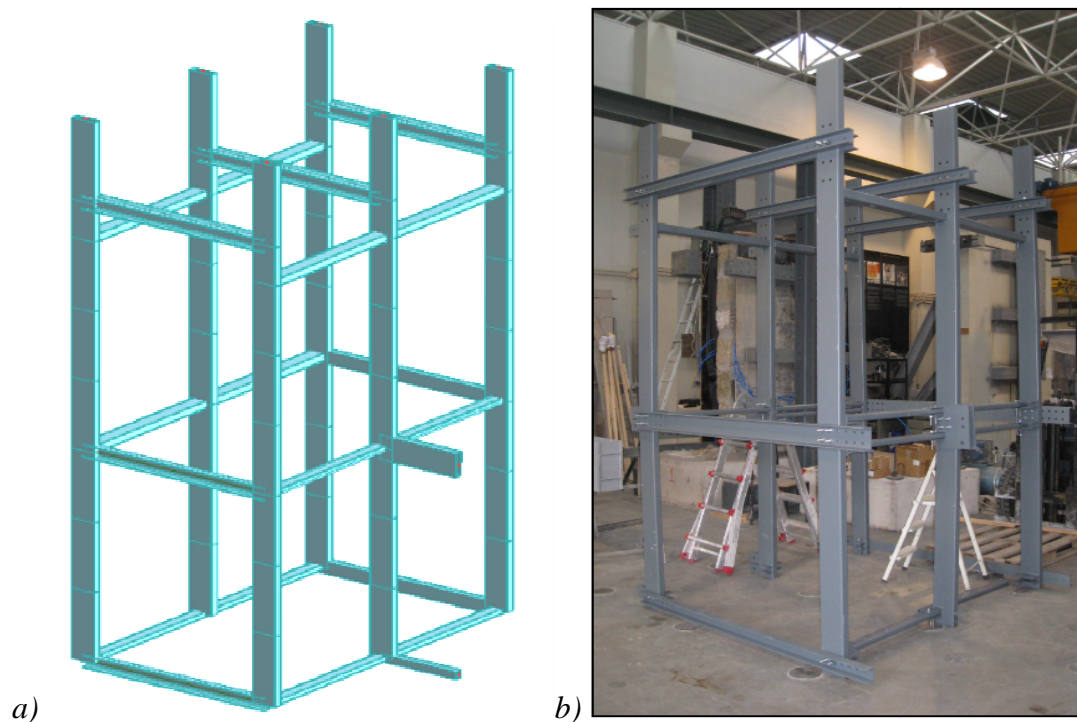


Figura 4.23 – Estrutura de reacção: *a)* Modelo de cálculo; *b)* Estrutura de reacção.

Aquando da realização dos ensaios experimentais, a estrutura será devidamente fixada a uma parede de reacção oposta à parede a ensaiar por meio de tubos metálicos com diâmetros $\varnothing 60\text{mm}$. Para além dos elementos metálicos, haverá ainda duas superfícies em contacto directo com as bolsas de ar, constituídas por duas placas em contraplacado marítimo, uma por cada face de parede a ensaiar, apoiadas na estrutura de reacção por meio de barrotes de madeira.

5 REALIZAÇÃO DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS IN-SITU.

5.1 Descrição das construções e dos elementos a ensaiar.

Quanto ao tipo de construção, a maioria das habitações das zonas rurais da ilha do Faial é constituída por edifícios com um ou dois pisos. Apesar das construções da ilha serem predominantemente de baixo porte, verificou-se que muitos desses edifícios sofreram danos severos [20]. Normalmente são constituídos por paredes resistentes em pedra basáltica de folha dupla aparelhada, apresentando uma argamassa de superfície em ambas as faces (exterior e interior), sendo os arranjos dos vãos (portas e janelas) constituídos por pedras de maior porte e com melhor regularidade do que noutras zonas de parede, de forma a conferir-lhes maior resistência a eventuais fissuras localizadas.

Os ensaios previstos nesta campanha foram realizados em construções tipicamente representativas da região (no que ao processo construtivo diz respeito), não possuindo condições de habitabilidade visto se apresentarem em avançado estado de degradação. Trata-se de construções constituídas por elementos exteriores de alvenaria dupla de pedra, com espessuras totais da ordem dos 0,80m (para a Casa Nove) e 0,66m (para a Casa do Salão). As construções apresentavam um aspecto devoluto e aparentavam grande vulnerabilidade às condições atmosféricas, consequência dos danos provocados pela ocorrência sísmica de 1998 bem como da posterior ruína das coberturas, o que certamente acelerou o processo de degradação.

Estes ensaios consistiam na aplicação de cargas cíclicas uniformemente distribuídas pela superfície de determinados elementos da envolvente das referidas habitações, a saber, a “Casa Nove” (adiante designada por *CN* – ver **Figura 5.1**) e a “Casa do Salão” (adiante designada por *S* – ver **Figura 5.2**), de forma a avaliar o seu comportamento para fora do plano. De realçar que na habitação *CN* a parede de alvenaria de pedra regular de duas folhas e enchimento intermédio com materiais pobres mantém o seu carácter tradicional não tendo sofrido qualquer intervenção de reforço estrutural, enquanto na habitação *S* tal já não acontece, uma vez que a parede em alvenaria irregular de duas folhas foi reforçada com técnicas utilizadas na reconstrução de algumas habitações danificadas [38], [39].

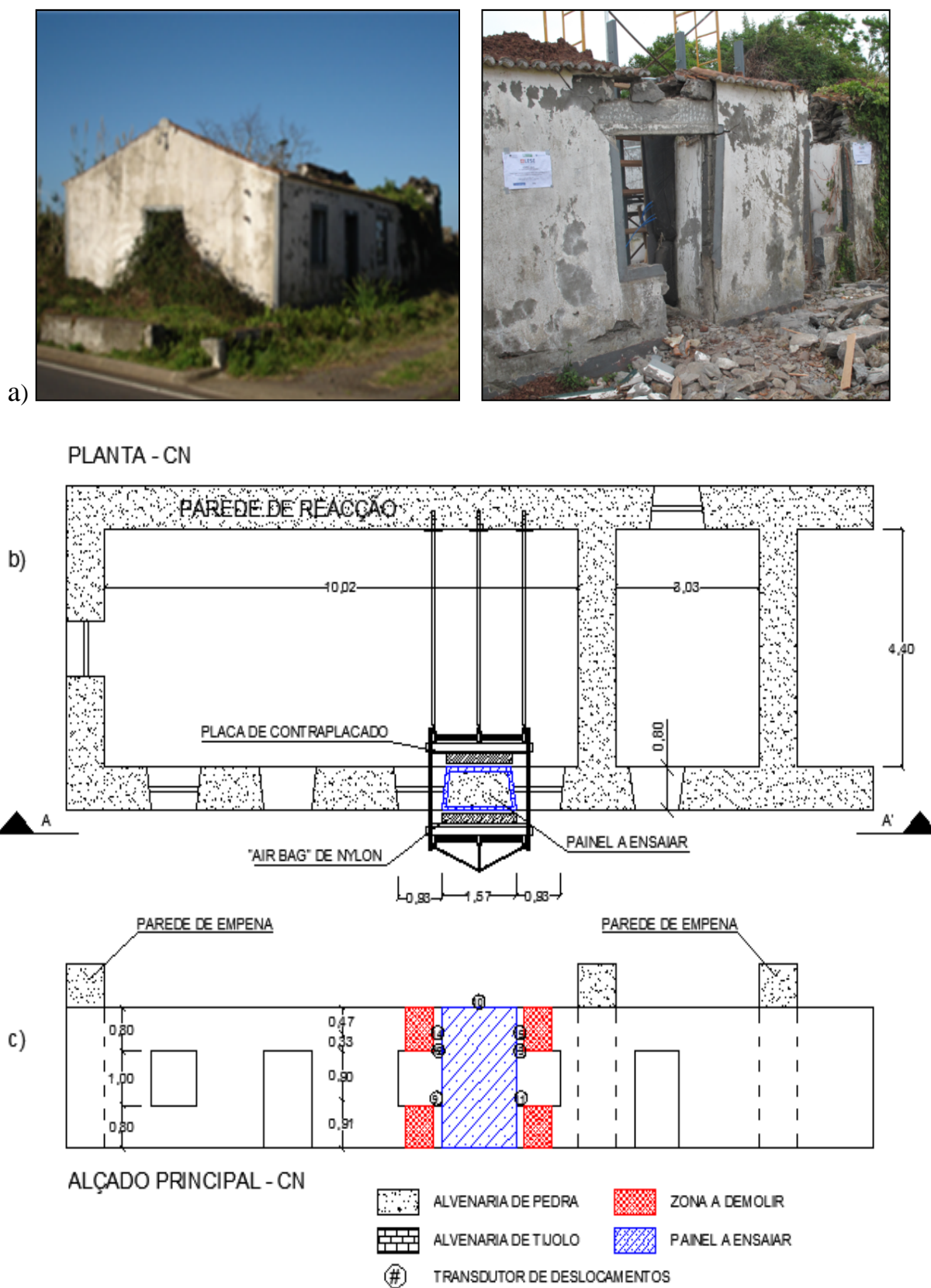


Figura 5.1 - Casa Nove: a) Localização do edifício; b) Localização do teste (*Planta*); c) Localização do teste (*Alçado*). Adaptado de [39].

Estas intervenções consistiram na execução de lâminas de reboco armado com recurso a redes de aço inoxidável e a posterior distribuição de conectores metálicos pela parede de forma a promover a ligação entre as duas folhas da alvenaria de pedra e as novas lâminas, prevendo com isto obter uma melhoria significativa do desempenho global da parede quando sujeita a acções sísmicas. De forma a ancorar as redes metálicas à fundação procedeu-se ao reforço das fundações com a colocação de vigas de betão armado junto à base, promovendo assim maior estabilidade, acabando por tornar o conjunto num “bloco rígido” que acabaria por influenciar os resultados finais obtidos, nomeadamente, quanto à estimativa do módulo de elasticidade.

Dito isto, os ensaios relativos a esta nova campanha serão efectuados num elemento de parede não reforçada semelhante ao elemento ensaiado na habitação *CN* [39] e num dos elementos de parede reforçados, no caso da habitação *S* [38], [39], tratando-se portanto de um mesmo tipo de alvenaria de pedra (embora uma seja reforçada) e com condições de fronteira relativamente similares.

A maior diferença para os ensaios realizados na anterior campanha tem a ver com o tipo de carregamento utilizado, uma vez que antes foram realizados com aplicação de cargas concentradas no topo das paredes para fora do plano com recurso a macacos hidráulicos. Nesta ocasião, como já foi referido, o carregamento deve-se à aplicação de cargas uniformemente distribuídas pela superfície dos elementos a ensaiar, também para fora do plano, mas com o recurso a diversas bolsas de ar em nylon, colocadas junto a ambas as faces dos ditos elementos e devidamente apoiadas a uma estrutura de reacção que se pretende auto-equilibrada, procurando desta forma simular uma acção sísmica de forma mais eficaz, solicitando a massa destes na sua quase totalidade, por aplicação de uma pressão crescente e de forma alternada, provocando a sua excitação de forma a sofrer deslocamentos para fora do plano.

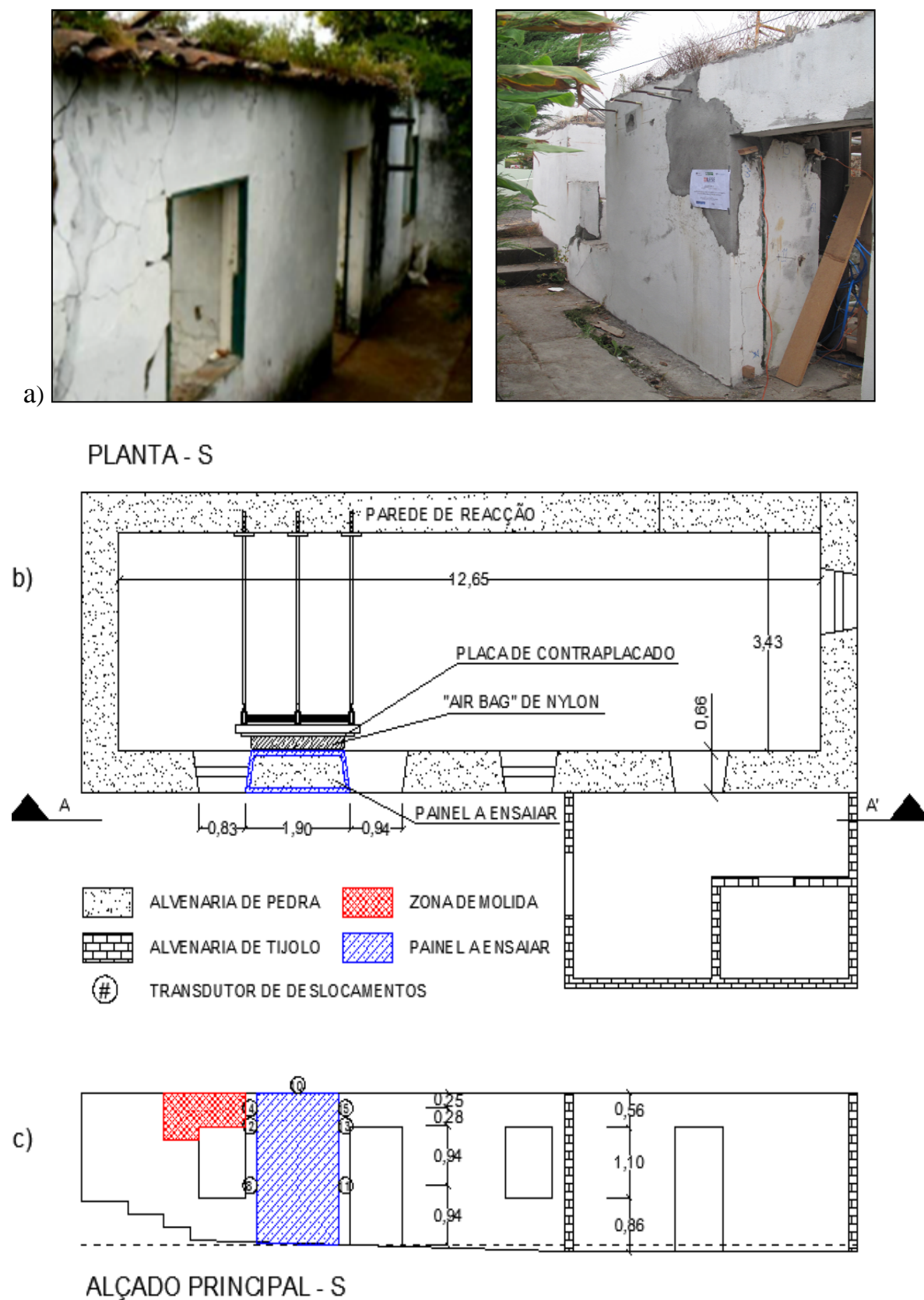


Figura 5.2 - Casa do Salão: a) Localização do edifício; b) Localização do teste (*Planta*); c) Localização do teste (*Alçado*). Adaptado de [39].

5.2 Descrição e condições do ensaio *in-situ* na Casa Nove – Ensaio cíclico nos dois sentidos para fora do plano, CN01.

Se a realização de ensaios *in-situ* é uma tarefa que não é de fácil execução, dadas as dificuldades logísticas (preparação, expedição de material, execução em condições reais, etc), comparativamente com as condições existentes em laboratório, por outro lado, as dificuldades de reprodução do comportamentos e das características originais, das condições mecânicas e de fronteira em laboratório introduzem alguma incerteza quanto ao nível de confiança dos modelos laboratoriais. A verificação do comportamento real (ou seja, no local), das alvenarias de pedra, quando solicitadas através da aplicação das cargas conforme previsto nestes ensaios experimentais validaria, só por si, o interesse na sua execução.

Para atingir os objectivos propostos pretende-se seguir uma metodologia pioneira de ensaios *in-situ*, entretanto testada em laboratório relativamente à calibração das células de pressão e na optimização do programa informático para a aquisição de dados (pressões e deslocamentos). Assim, nos ensaios a realizar será aplicada uma carga distribuída, partindo do pressuposto que esta carga é proporcional à massa do elemento a ensaiar, simulando desta forma a acção sísmica. A aplicação de carga será cíclica e em ambos os sentidos.

5.2.1 Montagem da estrutura de reacção e do sistema de monitorização.

Após a verificação das necessárias condições de segurança quanto à estabilidade do elemento a ensaiar bem como do terreno envolvente, procedeu-se à montagem da estrutura de reacção. Esta estrutura é composta por perfis e cantoneiras metálicos, com ligações efectuadas por meio de parafusos, conforme foi referido anteriormente em 4.3.4, envolvendo o elemento de parede a ensaiar no seu interior (**Figura 5.3a**). A reacção da estrutura será conseguida pelo interior da habitação, aquando da realização dos ensaios, com o auxílio de diversos tubos metálicos com $\varnothing 60\text{mm}$, devidamente fixados à estrutura reticulada e a uma parede de reacção paralela à parede do ensaio. Do lado oposto, no exterior da habitação, foi devidamente acoplado à estrutura um contraventamento de forma a não permitir deslocamentos indesejados da estrutura aquando da aplicação de carga, mantendo-a assim auto-equilibrada (**Figura 5.3b**).



Figura 5.3 – Montagem do Setup para ensaio **CN01**: a) Interior; b) Exterior.

De forma a proporcionar superfícies de contacto regulares entre a estrutura e as bolsas de ar, foram colocadas tábuas de madeira ao alto, em ambos os lados da parede, apoiadas directamente na estrutura por barrotes de madeira. Visto tratar-se dum ensaio com carga actuante nos dois sentidos, foram colocadas junto a cada uma das faces da parede três bolsas de ar de Nylon ($1,60 \times 0,70 \times 0,40 \text{ m}^3$), duas colocadas na vertical, lado a lado, e uma colocada por baixo destas, na horizontal, de forma a simular uma solicitação uniforme abrangendo desta forma a superfície da parede.

A ligação entre as diversas válvulas de admissão/descarga de ar, a válvula redutora de pressão, as bolsas de ar e o compressor de ar de 250 litros foram efectuadas através de mangueiras de 8mm e 14mm. Por sua vez, estes aparelhos estarão ligados a uma caixa de aquisição de dados, bem como as células de pressão (para gamas de pressão $[0;260]$ kPa, com unidade mínima de 0,75 kPa) e os transdutores de deslocamentos (sensores de fio, com os deslocamentos medidos em mm) distribuídos por quatro níveis diferentes pela altura da parede, fixos sensivelmente a meio da sua espessura (na **Figura 5.4** é possível localizar alguns desses transdutores). Esta caixa estava, por sua vez, ligada a um computador portátil munido do programa informático desenvolvido para o controlo do ensaio e aquisição dos dados. Com os registos obtidos através deste ensaio, e após o devido tratamento, será possível determinar diversos parâmetros que permitirão assim caracterizar o elemento ensaiado. É importante realçar que os transdutores de fio foram devidamente fixados por abraçadeiras a um andaime completamente independente da estrutura de reacção, de modo a

prevenir uma eventual contaminação dos dados por movimentos involuntários e não controlados que esta possa sofrer aquando da aplicação das cargas pelas bolsas de ar.

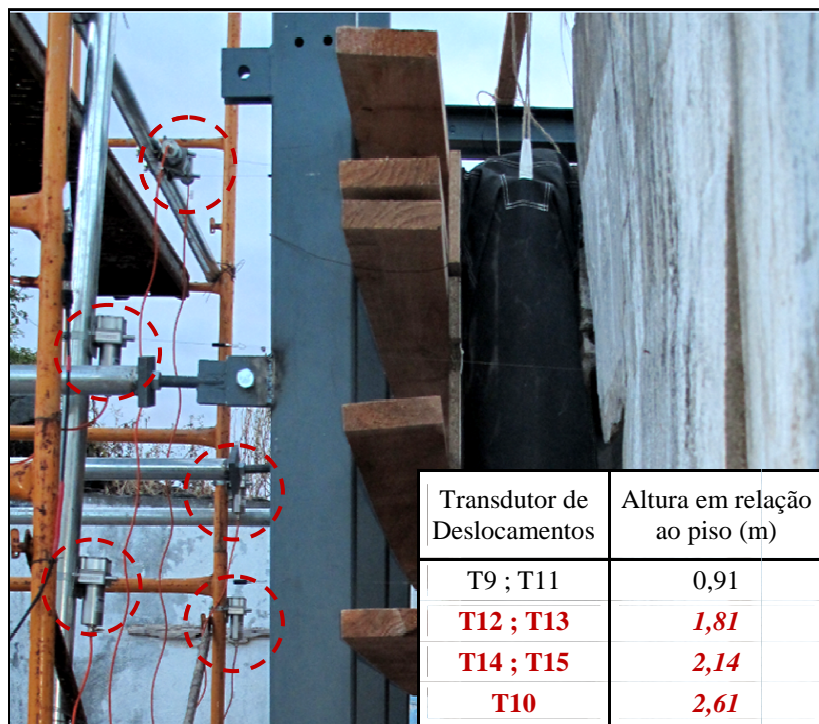


Figura 5.4 – Localização dos transdutores de deslocamentos – **CN01**.

5.2.2 Condições de ensaio e de fronteira.

A parede do ensaio **CN01** tem uma espessura de aproximadamente 0,80m. As bolsas de ar foram colocadas entre a estrutura de reacção e a parede, havendo uma distância entre superfícies das placas de contraplacado marítimo e da parede de 21cm, isto para ambos os lados. Tendo em conta que a amplitude máxima que as bolsas atingem nesta posição, quando cheias, é de 40cm, isto permitirá aplicar neste ensaio deslocamentos previstos da ordem dos 19cm, para ambos os sentidos da parede.

Visto o elemento de parede não ser independente da construção, existindo continuidade com a fachada, optou-se por corrigir a situação através da demolição das ligações às padieiras e peitoris existentes, permitindo desta forma considerar o elemento como uma consola vertical, com a base da parede a funcionar como um encastramento e os bordos superior e laterais sem qualquer ligação exterior, ou seja, livres de restrições.

5.2.3 Análise e discussão dos resultados obtidos.

Com a realização deste ensaio foi possível determinar as leituras das células de pressão e dos transdutores de deslocamentos de forma a apresentar alguns parâmetros que permitem uma melhor compreensão relativamente ao comportamento do elemento em estudo. Tendo em consideração que o elemento assumirá um comportamento similar ao de uma consola vertical, consideram-se à partida como mais gravosos os deslocamentos horizontais registados pelo transdutor T10 (nomeadamente para o cálculo de parâmetros como *drift*), localizado no topo do elemento de parede estudado, a meio da sua largura.

Para este primeiro ensaio *in-situ* foram aplicados à parede diversos ciclos, obedecendo a uma lei imposta pelo programa informático. Por imposições de ordem construtiva relativas à estrutura de reacção, que neste ensaio não permitia a aplicação de deslocamentos superiores a 19cm (devido ao afastamento inicial entre superfícies de 21cm), o ensaio foi concluído ao atingir deslocamentos próximos desse valor. Aquando do último ciclo, a parede não recuperou a sua posição de origem, tendo o transdutor no topo da parede registado no término do ensaio um deslocamento de -111,80mm (corresponde ao deslocamento no sentido negativo do último ciclo), tal como indicado na **Figuras 5.5**. (Nota: É importante destacar a posição final no topo da parede, com o deslocamento referido pois será a partir desta posição que será iniciado o ensaio **CN02**).

Da realização deste ensaio foi possível verificar uma elevada capacidade de deslocamento da parede no sentido positivo arbitrado (***deslocamentos para fora***), tendo registado no transdutor T10 um afastamento em relação à posição inicial muito próximo dos 180mm, para o último ciclo de carregamento, conforme indicado na **Figuras 5.5**. Os últimos três ciclos representados na figura a traço interrompido indiciam um comportamento atípico pois contrariam a tendência dos ciclos anteriores, em que era de esperar uma diminuição da pressão a aplicar com o agravamento dos deslocamentos, transmitindo a ideia de que haveria um aumento da capacidade resistente da parede após cumprido o 22º ciclo. Tal não se confirmaria, uma vez que esse aumento no registo das cargas aplicadas deveu-se sim a um contacto imprevisto entre a parede e a estrutura de reacção, adulterando os dados obtidos a partir do 23º ciclo até final do ensaio que aconteceria no 25º ciclo de carregamento.

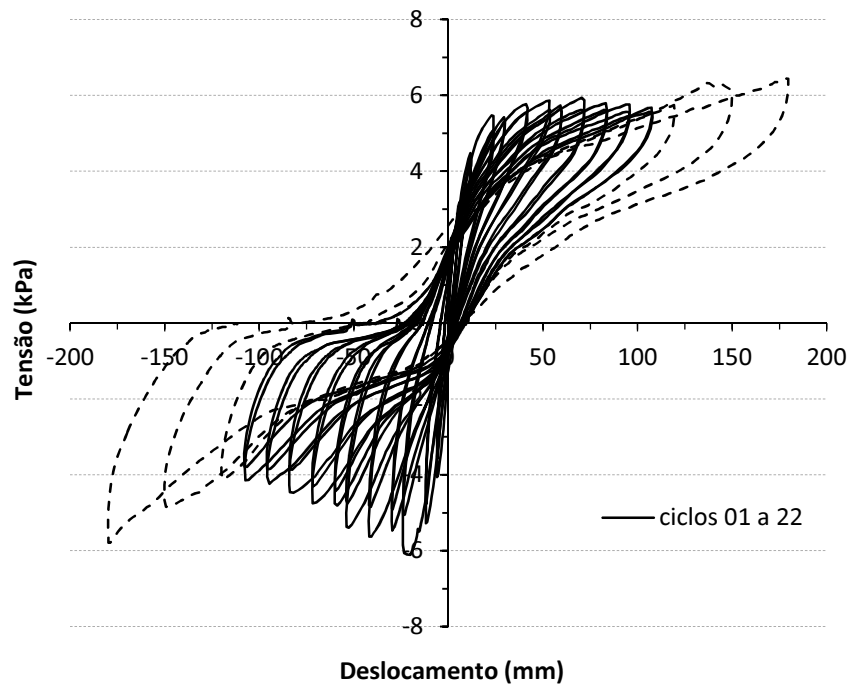


Figura 5.5 – Tensão (kPa) vs. Deslocamento (mm) – **CN01** (T10).

Tratando-se de dados contaminados, optou-se pela supressão dos mesmos a partir do final do 22º ciclo, como indica a **Figura 5.5a**. Estes serão os valores admitidos para efectuar as devidas análises dos resultados obtidos durante o ensaio.

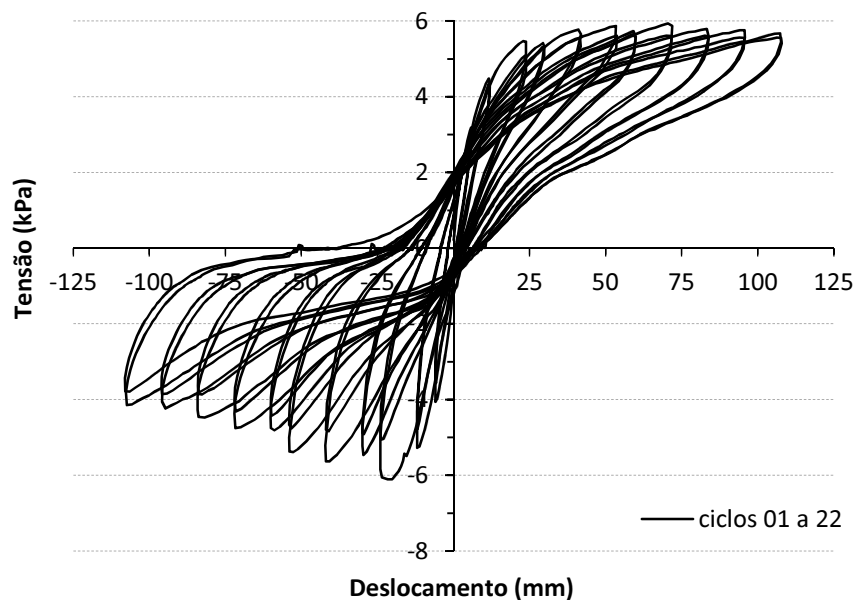


Figura 5.5a – Tensão (kPa) vs. Deslocamento (mm) – **CN01** (T10).

Durante o desenvolvimento do ensaio, registaram-se picos de carregamento, tanto para o sentido positivo (*para fora*) como para o negativo (*para dentro*). A carga máxima aplicada na parede, para o sentido positivo, foi de 5,93 kPa durante o decurso do 15º ciclo, tendo registado um deslocamento de cerca de 72mm. A carga máxima aplicada na parede, para o sentido negativo, foi de 6,11 kPa durante o decurso do 5º ciclo, tendo registado um deslocamento pouco acima dos 24mm. Após atingir o pico do carregamento, nota-se um decréscimo progressivo no valor da carga aplicada em ambos os sentidos com o correspondente aumento dos deslocamentos, muito mais acentuado no sentido negativo, o que denuncia a perda gradual da capacidade resistente da parede, logo, neste sentido não tem grande capacidade de deformação. De acordo com os valores verificados no gráfico da evolução das tensões em função do *drift* para cada instante (**Figura 5.6**), a parede atingiu um drift próximo de 4,5% em relação ao topo da parede, para ambos os sentidos de aplicação da carga, o que demonstra uma grande capacidade de deformação da parede. Pelo interior da habitação o piso estava mais elevado que no exterior (secção crítica mais acima), pelo que para deslocamentos iguais as perdas eram maiores verificavam-se mais cedo no sentido negativo. O reboco exterior também era muito maior que o interior, o que terá contribuído para estas diferenças.

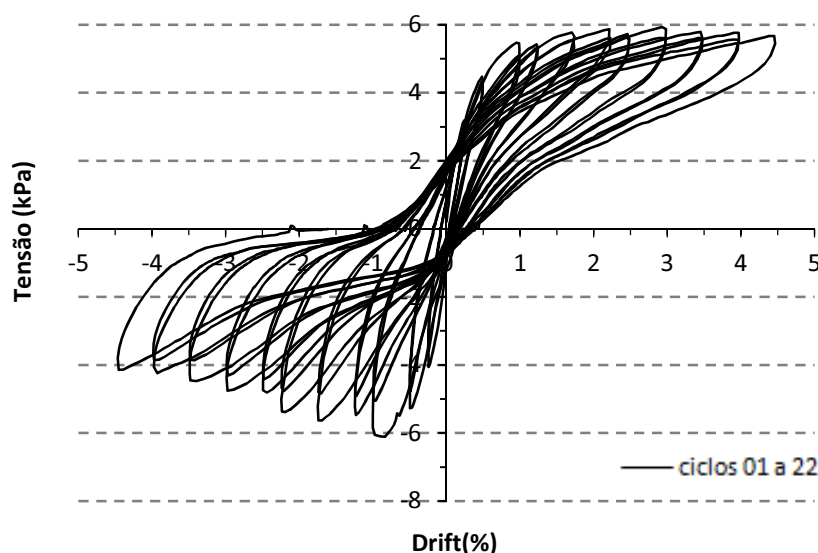


Figura 5.6 – Tensão (kPa) vs. Drift (%) – Ensaio **CN01** (T10).

No que diz respeito à determinação da força actuante na parede, houve a necessidade de efectuar uma posterior correcção dos valores obtidos para a mesma de

acordo com o modelo de correcção das áreas de contacto, pois estas variam a cada instante do ensaio, conforme já referido em 4.3.2. Desta forma, encontram-se representadas no gráfico a força actuante, pelas curvas a cinza, e a força posteriormente corrigida, representada pelas curvas a preto (**Figura 5.7**), não se verificando diferenças relevantes.

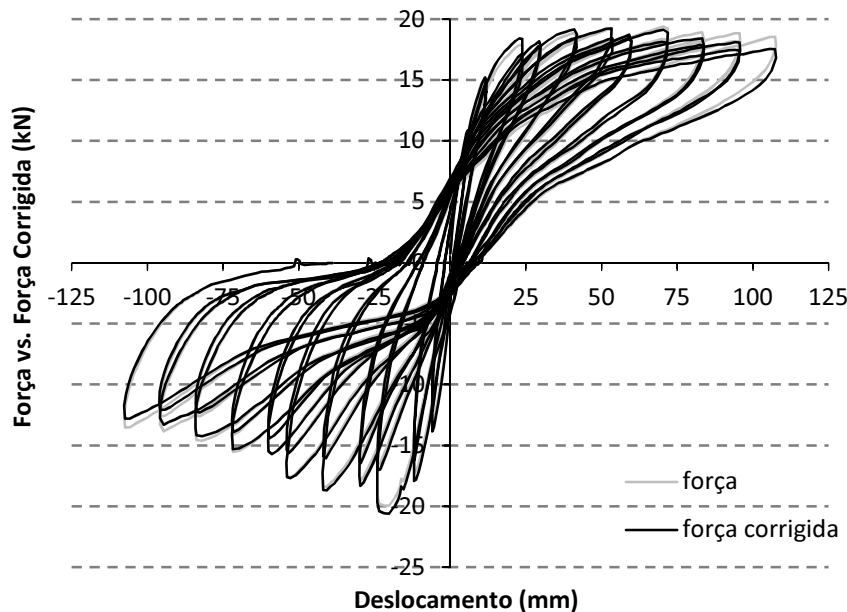


Figura 5.7 – Comparativo Força e Força Corrigida (kN) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio **CN01** (T10).

Assim, tendo em conta o afastamento inicial entre as superfícies de contacto com as bolsas de ar (placas de contraplacado e ambas as faces da parede), de 21cm, foi efectuada a devida correcção das áreas de contacto de cada bolsa de ar em função da distância verificada a cada instante, calculada de acordo com a equação da **Figura 4.19**. Considerou-se que a força total seria subdividida em duas componentes horizontais, aplicadas nos centros geométricos, tanto para as bolsas superiores (área de contacto de $2,24\text{m}^2$, para um braço de 1,50m) como para a bolsa inferior (área de contacto de $1,03\text{m}^2$, para um braço de 0,35m), ambas consideradas a meio da largura da parede. Desta forma, procede-se à correcção individual de cada uma das áreas de contacto de forma a determinar as componentes da força, obtidas também em função da pressão registada, em cada instante, pelas células de pressão, somando posteriormente os valores correspondentes às componentes horizontais.

Antes de correcção foi obtida uma força máxima 19,39 kN (sentido positivo) e 19,96 kN (sentido negativo), sendo que após efectuada a correcção esta força passa a ter um valor máximo corrigido de 19,24 kN (sentido positivo) e 20,62 kN (sentido negativo). Embora neste caso se trate de valores muito próximos, a correcção permite ter uma ideia mais exacta dos valores reais dos carregamentos aplicados na parede (Essa importância será mais evidente aquando da correcção das forças após a realização do ensaio **CN02**).

Considerou-se igualmente importante a apresentação de um gráfico que relacione as forças corrigidas anteriormente determinadas com o drift, conforme indicado na **Figura 5.8**, de forma a aferir da evolução conjunta, a cada instante, destes dois parâmetros.

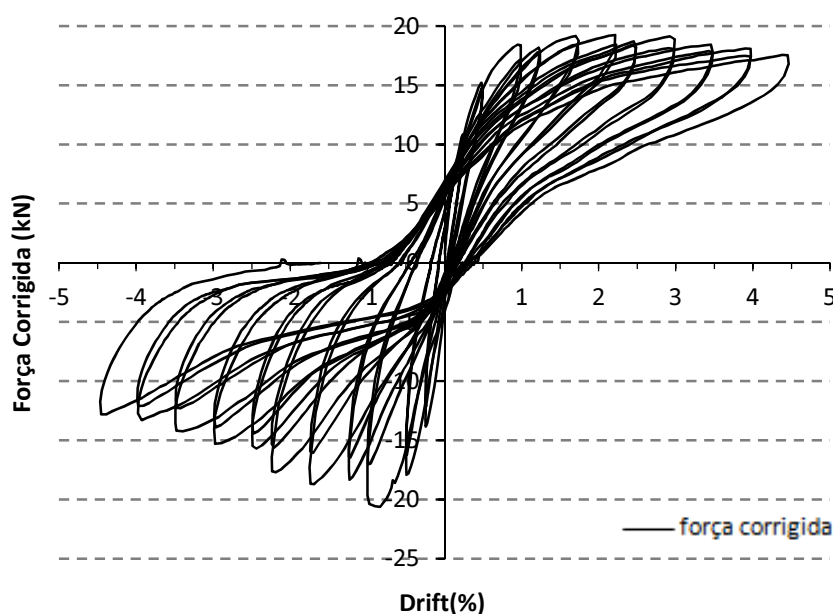


Figura 5.8 – Força Corrigida (kN) vs. Drift (%) – Ensaio **CN01** (T10).

Quanto ao momento de derrube da parede determinado para a base, este foi obtido ao longo do decurso do ensaio, conforme indicado na **Figura 5.9**, considerando um braço de 1,138m, relativo ao centro de gravidade de actuação das bolsas de ar. Assim, foram determinados valores máximos de 22,07 kN.m (sentido positivo) e 22,72 kN (sentido negativo), representados pela curva a cinza, com a posterior correcção destes valores para a obtenção de máximos corrigidos de 21,89 kN (sentido positivo) e 23,46 kN (sentido negativo), representados pela curva a preto indicada na referida figura.

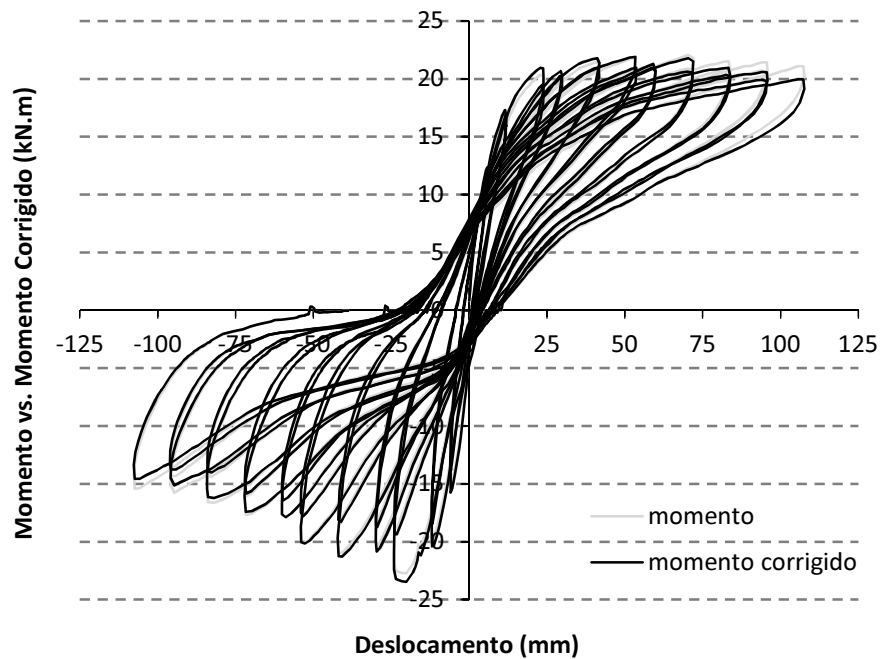


Figura 5.9 – Comparativo Momento na base e Momento Corrigido na base (kN.m) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio **CN01** (T10).

Em relação à dissipação de energia, esta foi respeitando uma evolução gradual, tendo atingido um pico de 13,64 kN.m no último ciclo do ensaio, para um deslocamento de 107mm (**Figura 5.10**). O aspecto da curva reflecte o carácter cíclico da aplicação de carga, com sucessivas sequências de picos de energia e posteriores quebras, que correspondem aos deslocamentos máximos e ao retorno da parede à sua posição inicial.

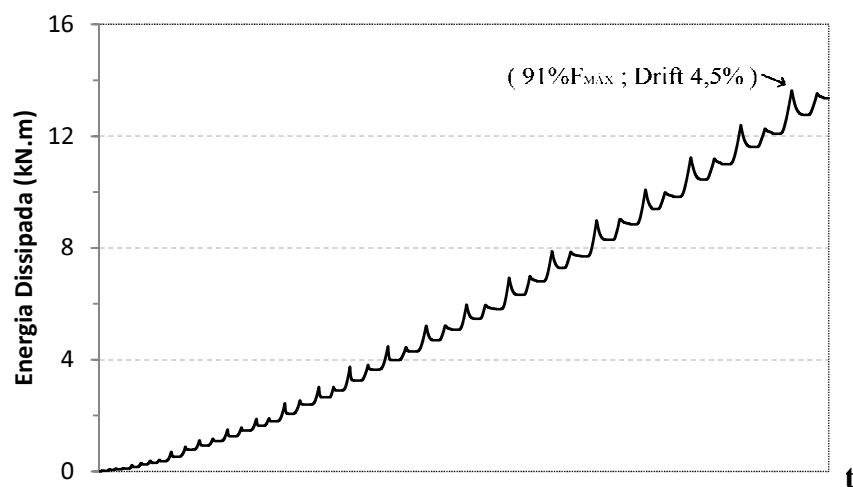


Figura 5.10 – Energia Dissipada (kN.m) – Ensaio **CN01** (T10).

Com o auxílio do gráfico da **Figura 5.11**, verifica-se que nos primeiros momentos do ensaio existe um comportamento razoavelmente “elástico” para ambos os sentidos, para um nível de carregamento próximo de 50% da força máxima respectiva aplicada, ainda durante o 1º ciclo de carregamento, embora com deslocamentos ligeiramente superiores na fase positiva do mesmo. Começa a assistir-se a um comportamento diferenciado da parede consoante o sentido dos deslocamentos considerado, quando é atingida cerca de 75% da força máxima respectiva (em ambos os casos, ocorre no decurso do 3º ciclo). A partir deste momento, os deslocamentos no topo da parede aumentam de forma significativa no sentido positivo, para um nível de carregamento igual, comparativamente com o sentido negativo. No ponto onde o ensaio atinge o pico de força máxima no sentido negativo (5º ciclo), é registado um deslocamento próximo de 20mm, para uma força correspondente a 95% da força máxima atingida para o sentido positivo.

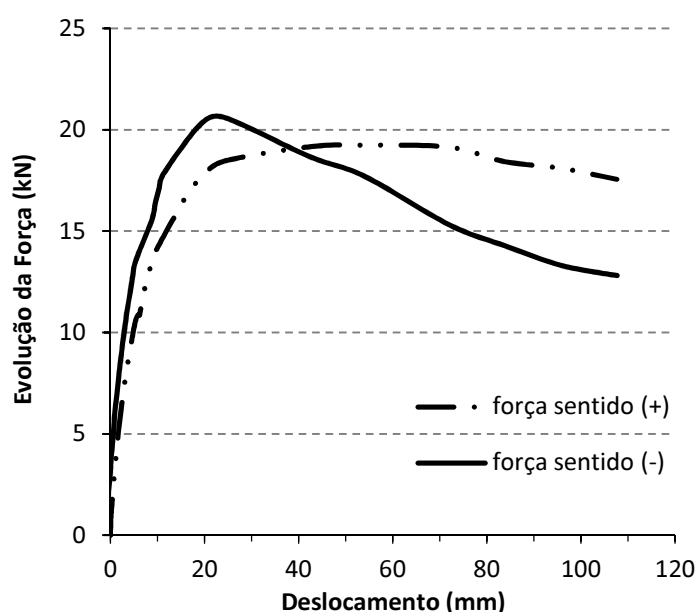


Figura 5.11 – Evolução da Força (kN) vs. Deslocamento (mm) - Ensaio **CN01** (T10).

A partir deste momento, dá-se uma inflexão do carregamento no sentido negativo do ensaio, com a diminuição da força e com o aumento substancial dos deslocamentos (perda de capacidade resistente da parede face à força aplicada), algo que apenas aconteceu no sentido positivo ao atingir a força máxima, aplicada no 11º ciclo, para um deslocamento próximo dos 54mm. Neste ponto a força aplicada no sentido negativo é de 85% da força

máxima aplicada nesse sentido negativo. Relativamente ao final do ensaio, no 21º ciclo, foram determinadas forças equivalentes a 91% e 62% dos valores de força máximos atingidos nos dois sentidos, para os sentidos positivo e negativo, respectivamente.

Com recurso à **Tabela 5.1** e à **Tabela 5.2** é possível verificar a evolução das forças aplicadas para alguns instantes representativos do ensaio, bem como a evolução do drift da parede ensaiada, destacando-se o momento a partir do qual é atingido o valor de 1% do drift, valor este indicado como limite para acções fora do plano pelo FEMA-356 [40]. Para uma melhor percepção da evolução das envolventes da relação força vs. drift, tal pode ser constatada com auxílio da **Figura 5.12**.

Tabela 5.1 – Evolução da força actuante e do drift (*Sentido Positivo*).

Sentido Actuação	Ciclo	F _{MÁX} (%)	Força Actuante (kN)	Deslocamento (mm)	Drift (%)
(+)	1	25	4,78	1,6	0,1
	1	50	9,70	4,6	0,2
	3	75	14,72	10,5	0,4
	<u>5</u>	<u>96</u>	<u>18,49</u>	<u>23,9</u>	<u>1,0</u>
	11	100	19,24	53,4	2,2
	21	91	17,55	107,6	4,5

Tabela 5.2 – Evolução da força actuante e do drift (*Sentido Negativo*).

Sentido Actuação	Ciclo	F _{MÁX} (%)	Força Actuante (kN)	Deslocamento (mm)	Drift (%)
(-)	1	25	4,93	0,6	0,1
	1	50	10,48	3,2	0,1
	3	75	15,54	8,8	0,4
	5	100	20,62	20,1	0,8
	<u>5</u>	<u>99</u>	<u>20,39</u>	<u>24,0</u>	<u>1,0</u>
	21	62	12,80	107,4	4,5

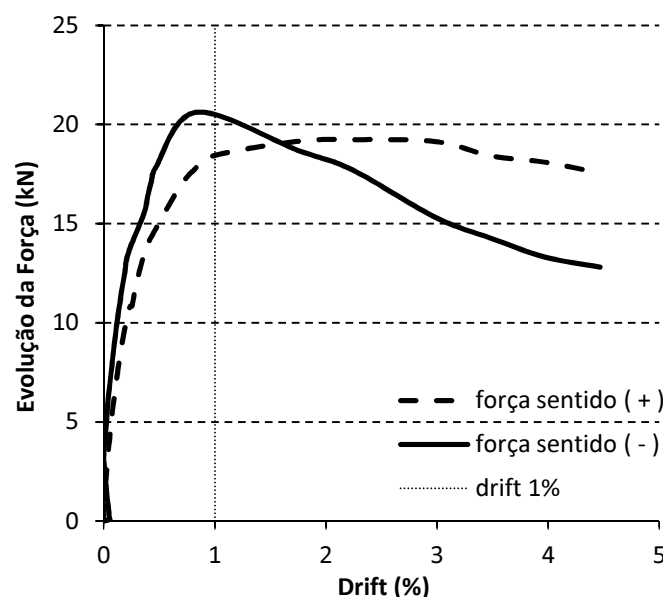


Figura 5.12 – Evolução da Força (kN) vs. Drift (%) - Ensaio **CN01** (T10).

Com o auxílio das leituras efectuadas pelos diversos transdutores colocados ao longo da altura da parede foi possível definir um perfil de deslocamentos, tanto na vertical (**Figura 5.13**), medidos pelos quatro níveis de transdutores colocados de acordo com as disposições já referidas no início do capítulo, como na horizontal, estes referentes ao topo da parede (**Figura 5.14**). No caso do perfil vertical, regista-se alguma linearidade no comportamento da parede quando solicitada.

Considerando a parede com uma largura média de 1,47m, e as leituras dos deslocamentos horizontais registadas nos transdutores de fio devidamente instalados. Uma vez que os transdutores não se encontravam todos no mesmo plano horizontal (T14 e T15 estão a uma altura da parede de 2,13m e o transdutor TF_10 está a uma altura de 2,41m), mas com afastamento na vertical de apenas 28cm, optou-se por ajustar os valores obtidos dos transdutores T14 e T15 para uma altura de 2,41m. De realçar que, uma vez que se trata de um ajuste dos valores, e mantendo uma pressuposta linearidade da parede nesse intervalo de 28 cm, o gráfico que representa os deslocamentos horizontais no topo deve ser considerado como isso mesmo, uma representação, uma vez que não é possível aferir com exactidão estes deslocamentos para as condições definidas para o ensaio, nomeadamente a não localização de transdutores nas extremidades do topo da parede.

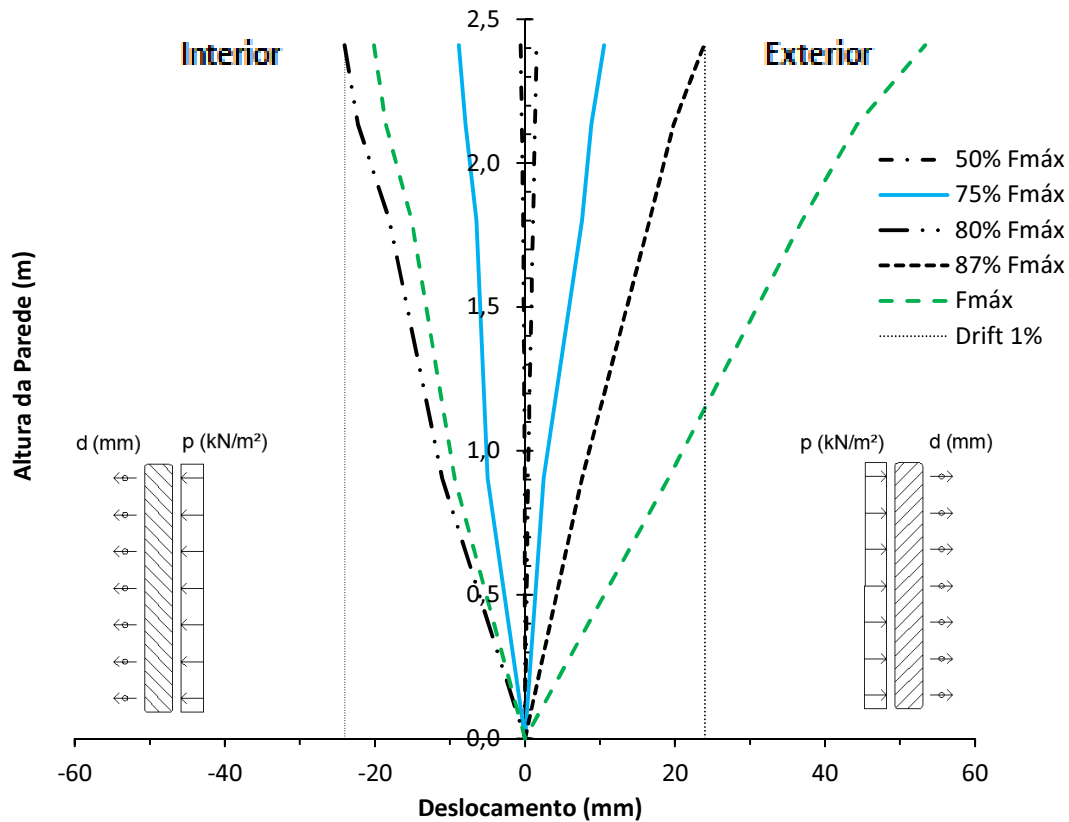


Figura 5.13 – Perfil vertical de deslocamentos (mm) – Ensaio *CN01*.

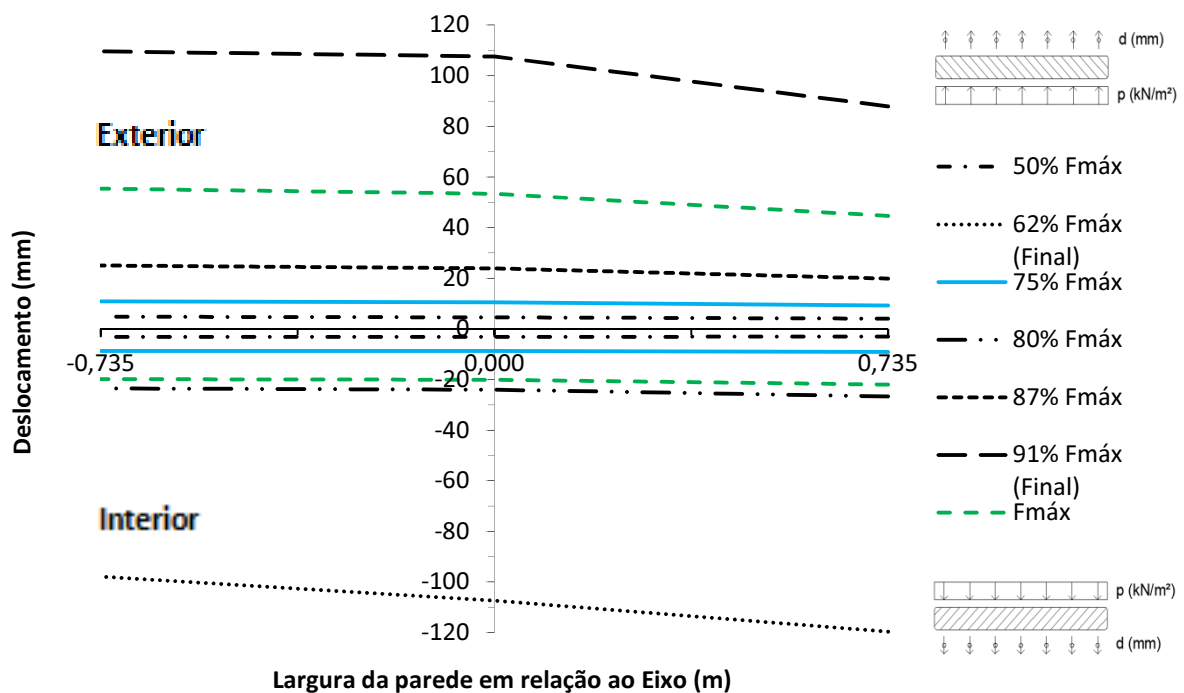


Figura 5.14 – Deslocamento horizontal no topo da parede (mm) – Ensaio *CN01* (T10).

É possível verificar nesta representação que a parede sofreu uma ligeira rotação com o aumento da carga aplicada, eventualmente provocada por alguma fissuração localizada pela demolição das padieiras ou por problemas na ligação do elemento parede com a respectiva fundação.

5.2.4 Estimativas de Módulo de Elasticidade Secante em Flexão, E_{sec} .

Para o cálculo do Módulo de Elasticidade Secante em flexão considerou-se uma largura média do elemento parede de 1,47m, uma altura de 2,41 metros, para uma espessura de 0,80m. As condições de apoio consideradas para este cálculo foram as de encastramento na base e restantes bordos livres. A partir daqui é possível determinar a flecha máxima no topo da parede (onde são registados os deslocamentos através do transdutor TF_10) aplicando a equação $f_{máx} = p.l^4/8.E.I$ [41], podendo a partir desta expressão determinar o valor do Módulo de Elasticidade Secante em flexão, em função das restantes variáveis já conhecidas. De acordo com a **Figura 5.15**, são determinados os valores do módulo de elasticidade secante para a pressão aplicada na parede correspondente a valores aproximados de 25% e a 50% do valor da pressão máxima aplicada no ensaio a partir das leituras registadas para o 1º ciclo de carregamento do sentido positivo, onde os materiais apresentarão previsivelmente um comportamento relativamente linear e não plástico.

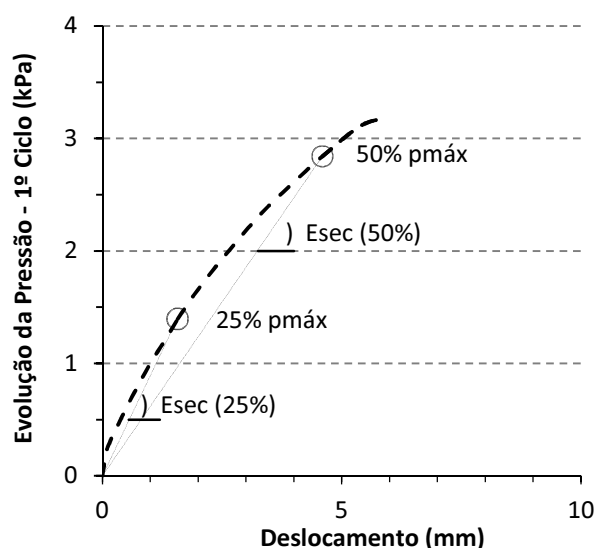


Figura 5.15 – Pressões de referência para determinação do módulo de elasticidade, E_{sec} .

Assim, o valor correspondente do Módulo de Elasticidade Secante da parede, para os pontos representativos de 25% e 50% da pressão máxima aplicada são, de acordo com a **Tabela 5.3**:

Tabela 5.3 – Módulos de Elasticidade Secante em Flexão, E_{sec} – Ensaio **CN01**.

% de p_{MAX}	Ciclo	Pressão (kPa)	Deslocamento (mm)	Momento de Inércia (m^4)	E_{SEC} (MPa)
25	1	1,396	1,57	0,06272	86,68
50	1	2,841	4,60	0,06272	60,20

5.3 Descrição e condições da nova configuração do ensaio complementar – Ensaio Cíclico Unidireccional fora do plano, CN02.

Visto o ensaio realizado com a configuração **CN01** ter suscitado algumas interrogações dada a interrupção prematura do ensaio por contacto da parede com a estrutura de reacção (o que provocou a contaminação dos dados para os últimos ciclos), considerou-se relevante a continuação do ensaio mas com uma outra configuração do setup, de forma a eliminar dúvidas existentes, nomeadamente quanto à capacidade de deformação fora do plano. Esta segunda fase do ensaio foi realizada exactamente na mesma parede, tendo a particularidade de ser unidireccional, com aplicação da carga a dar-se apenas num sentido, no caso, para fora da habitação, passando a ter a designação **CN02**.

5.3.1 Montagem da estrutura de reacção e do sistema de monitorização.

A montagem do setup para esta configuração é em tudo igual à anterior, no que diz respeito ao sistema de monitorização. A maior diferença está na estrutura de reacção, sendo que a parte desta que se encontrava na parte exterior da habitação foi retirada juntamente com o respectivo contraventamento de forma a permitir que a parede, quando sujeita ao carregamento do novo ensaio, se deslocasse livremente, não havendo agora restrições quanto aos deslocamentos desta para fora do plano por limitações de ordem construtiva da própria estrutura de reacção (**Figura 5.16a e 5.16b**).



Figura 5.16 – Montagem do Setup para ensaio **CN02**: a) Interior; b) Exterior.

As posições anteriormente definidas de quatro níveis em altura para os transdutores de fio mantêm-se, conforme indicado na representação da **Figura 5.1**, podendo ser verificada a sua localização na **Figura 5.17**.

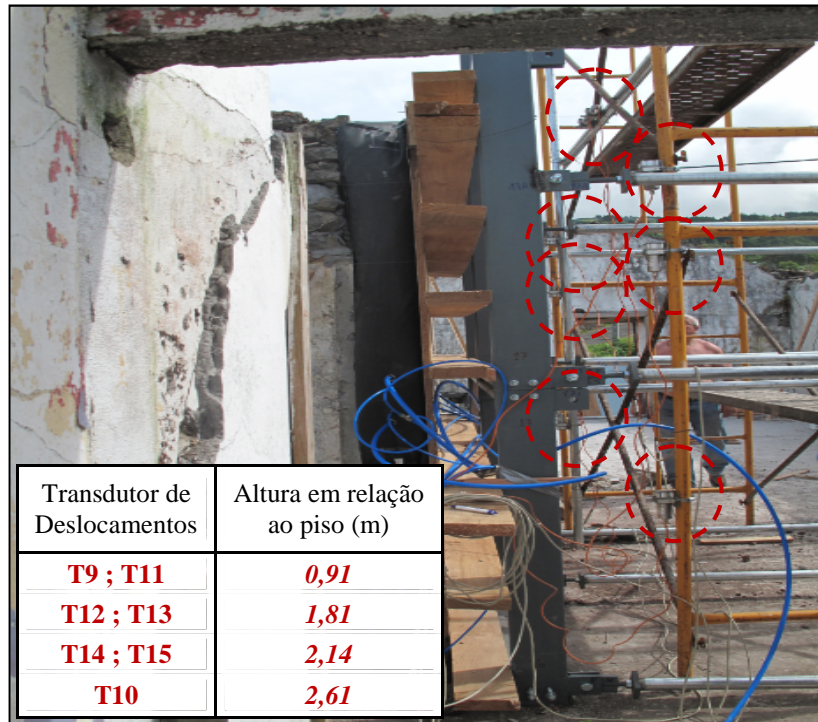


Figura 5.17 – Localização dos transdutores de deslocamentos (CN02).

5.3.2 Condições de ensaio e de fronteira.

A parede para esta configuração **CN02** continua a ser a mesma, logo, com espessura de aproximadamente 0,80m. As bolsas de ar foram colocadas entre parte da estrutura que se encontrava no interior da construção e a parede, havendo uma distância entre as superfícies de reacção (parede e placa de contraplacado) de 15cm numa fase inicial. Para uma fase mais adiantada do ensaio, procedeu-se a uma diminuição do afastamento entre estas superfícies para 10cm, sendo o motivo disto devidamente explicado aquando da análise dos resultados obtidos. Uma vez que estes valores da distância inicial não estavam contemplados na gama de valores definidos aquando dos ensaios realizados em **4.3.2**, optou-se por seguir a mesma equação parabólica para efectuar a correcção das áreas, uma vez que permite obter resultados consistentes com os anteriores.

5.3.3 Análise e discussão dos resultados obtidos.

Como atrás foi referido, a realização deste ensaio com configuração **CN02** tinha como objectivo eliminar algumas dúvidas criadas em função dos resultados obtidos anteriormente que indicavam um comportamento atípico devido a um suposto aumento da capacidade resistente da parede, registados nos últimos ciclos. O elemento de parede será tratado como se de uma consola vertical se tratasse, considerando igualmente como mais gravosos os resultados definidos pelo transdutor T10, localizado no topo da parede para uma altura de 2,41m. Assim, o ensaio foi retomado com a parede precisamente na posição onde foi concluído anteriormente, com a origem registada para um deslocamento de aproximadamente -111,80mm, correspondendo de resto com o registo no último ciclo do ensaio anterior, traduzindo isto a não recuperação da posição inicial pela parede.

Assim, prosseguiu o ensaio **CN02** com a carga aplicada apenas num único sentido, neste caso, para o exterior. Após a conclusão do ensaio, constata-se novamente uma elevada ductilidade da parede, tendo registado no transdutor T10 um deslocamento máximo de 294mm relativamente à posição zero da parede (**Figura 5.18**).

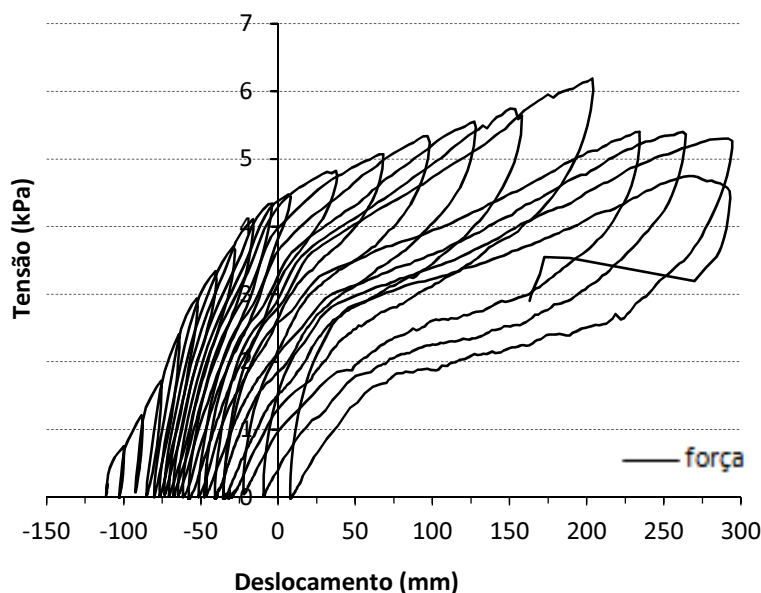


Figura 5.18 – Tensão (kPa) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio **CN02** (T10)

Durante o desenvolvimento do ensaio, registou-se uma pressão máxima aplicada na parede, para o sentido positivo, que foi de 6,19 kPa, isto durante o decurso do 16º ciclo, tendo registado um deslocamento de cerca de 204mm (no ensaio **CN01** foi obtida uma pressão neste sentido de 5,93 kPa, para o 15º ciclo e um deslocamento de 72mm). Neste momento foi necessário interromper o ensaio para fazer um reajuste do afastamento entre as superfícies de reacção uma vez que já se tinha atingido a capacidade máxima de amplitude de enchimento das bolsas (aproximadamente 40cm). Assim, a distância inicial passou dos 15cm iniciais para os 10cm anteriormente definidos, de forma a permitir que a parede pudesse sofrer maiores deslocamentos. Após atingir o referido pico de carregamento, nota-se um decréscimo progressivo no valor da carga aplicada em cada sentido com os correspondentes aumentos dos deslocamentos, o que denuncia a perda gradual da capacidade resistente da parede.

Tendo em conta os deslocamentos registados, foi definido um gráfico de evolução das tensões registadas em função do *drift* verificado a cada instante (**Figura 5.19**). De acordo com os valores determinados, a parede atingiu um drift de 12,2% em relação ao topo da parede, no 20º e último ciclo de carregamento, não se verificando o colapso da mesma.

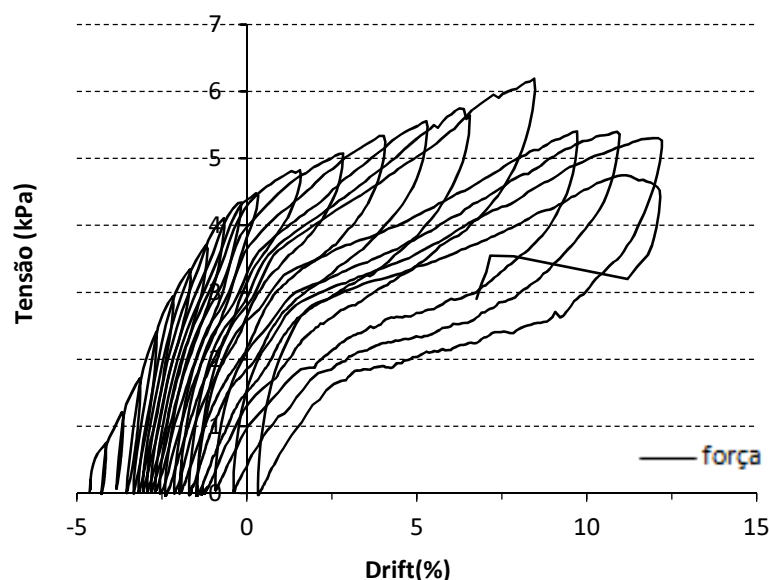


Figura 5.19 – Tensão (kPa) vs. Drift (%) – Ensaio **CN02** (T10).

Tal como no ensaio para a configuração anterior, a força actuante na parede foi determinada para cada pressão instantânea, aplicando para cada instante, a devida correcção das áreas de contacto da mesma forma que no ensaio **CN01**, isto é, levando em conta as distâncias entre superfícies localizadas nos centros de gravidade das bolsas de forma individualizada. Pode verificar-se a relação entre a força aplicada directamente (curvas a cinza) e a força posteriormente corrigida (curvas a preto) através do gráfico da **Figura 5.20**.

Com a correcção efectuada é possível constatar que a parede atinge a sua capacidade resistente para um pico de força corrigida de 16,78 kN para um deslocamento da parede da ordem dos 98mm (o pico da força não corrigida foi de 20,27 kN, tendo a correcção significado uma variação da força de quase 1/5, logo, revelando-se um factor de grande importância), havendo a partir daí uma diminuição gradual da força a aplicar na parede, visível através do desenvolvimento da envolvente das forças corrigidas, e um consequente aumento substancial dos deslocamentos, sobretudo nos últimos ciclos. Apresenta-se também um gráfico que relaciona as forças corrigidas com o drift, conforme indicado na **Figura 5.21**, de forma a aferir da evolução destes dois parâmetros em simultâneo.

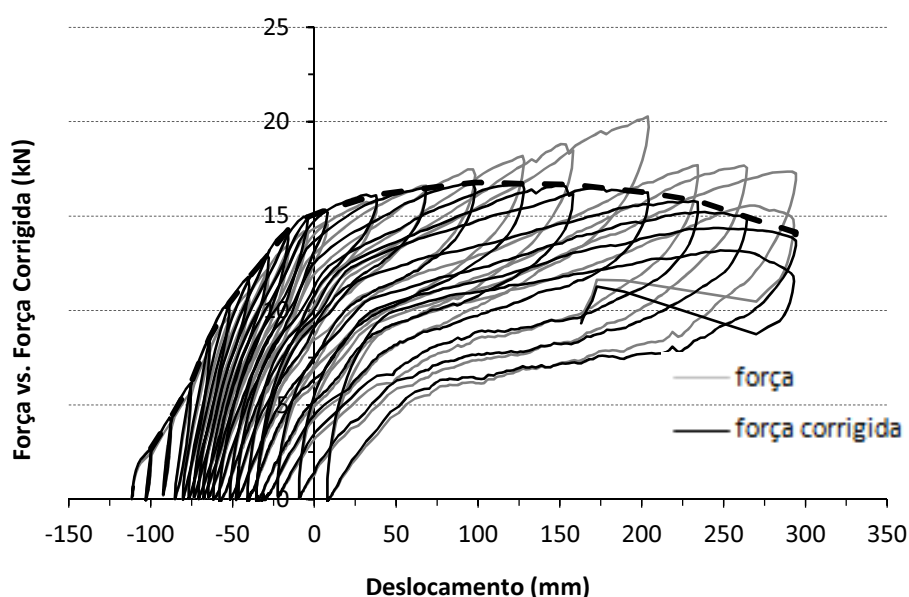


Figura 5.20 – Comparativo Força e Força Corrigida (kN) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio **CN02** (T10)

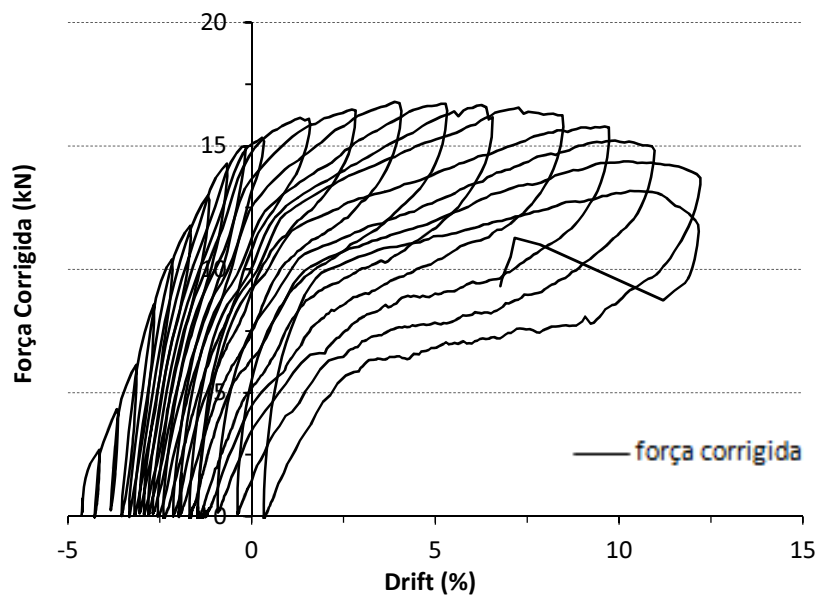


Figura 5.21 – Força Corrigida (kN) vs. Drift (%) – Ensaio **CN02** (T10).

De forma a eliminar as dúvidas existentes referidas no ensaio anterior relativamente ao comportamento da parede, procedeu-se a uma sobreposição de gráficos de forças corrigidas (**Figura 5.22**).

Pela observação dessa sobreposição, e tendo em consideração que se trata do mesmo elemento ensaiado, podemos constatar que próximo dos 120mm, excluindo os últimos ciclos com dados “contaminados” do ensaio **CN01** (onde se verificou que a parede tinha encostado à estrutura), e acrescentando os ciclos resultantes do ensaio **CN02**, podemos verificar que a tendência de diminuição da força com o agravamento dos deslocamentos no primeiro ensaio seria bastante aproximada da apresentada no segundo ensaio (linha preta a tracejado na sobreposição dos gráficos), caso não tivesse encostado à estrutura de reacção, indiciando um aumento da resistência da parede que não era efectivo, como viria a acontecer.

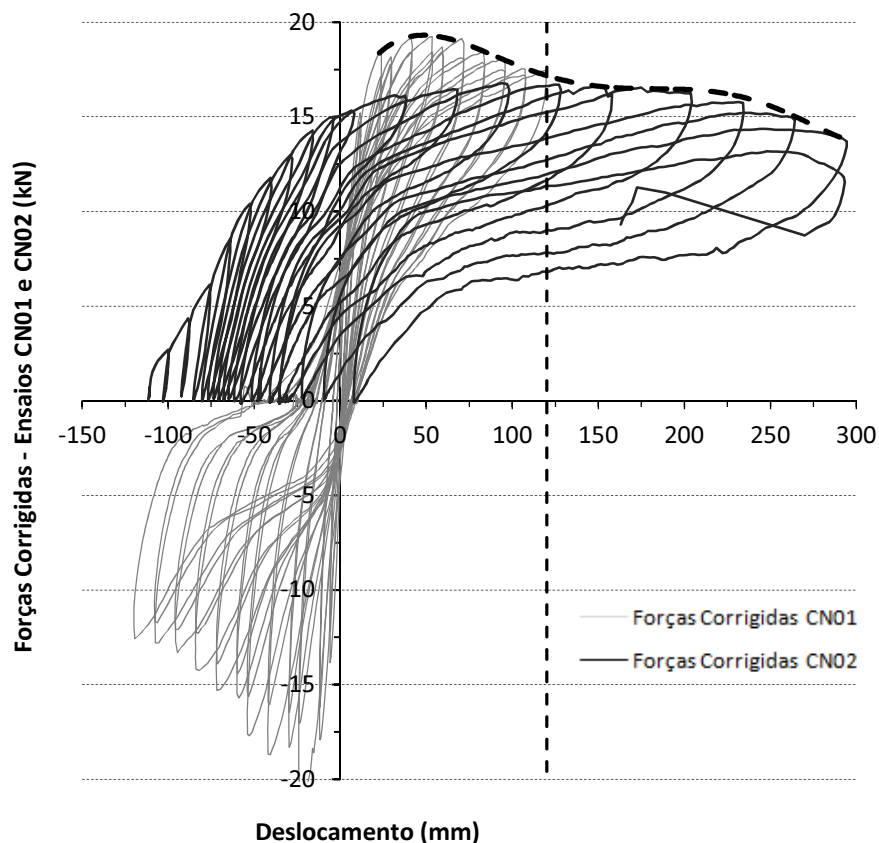


Figura 5.22 – Sobreposição de forças corrigidas (kN) vs. Deslocamento (mm) – Ensaios **CN01 e CN02** (T10).

À resultante das força total obtida a cada instante do ensaio, partindo da soma das duas parcelas relativas aos dois níveis de aplicação de carga a 0,35m e 1,50m, antes e após a correcção, é aplicado um braço de 1,138m, coincidente com o centro de gravidade de actuação das bolsas de ar sobre a parede, medido pelo exterior a partir da cota do terreno, de forma a determinar o momento de derrube na base. Após os cálculos, obteve-se um momento máximo na base de 23,07 kN.m (16º ciclo), tendo um valor máximo corrigido (em função da correcção da força) para o momento na base de 19,10 kN.m, desta feita para o 13º ciclo do ensaio, tendo-se registado nesse instante um deslocamento de 98mm (**Figura 5.23**).

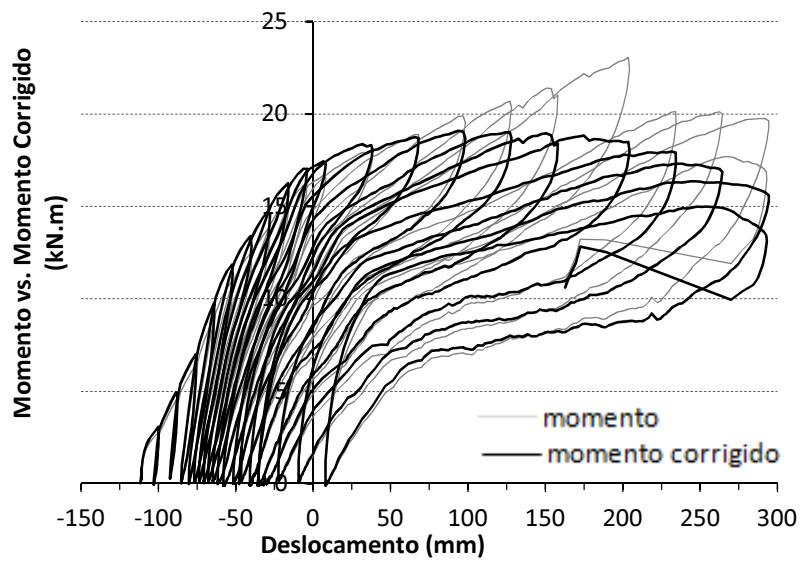


Figura 5.23 – Comparativo Momento e Momento Corrigido (kN.m) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio **CN02** (T10).

Em relação à dissipação de energia, esta foi respeitando uma evolução gradual, reflectindo os danos progressivos que se instalaram na parede ao longo do ensaio, tendo atingido um pico de 12,84 kN.m, no último ciclo do ensaio, para uma força de valor igual a 84% da força máxima e um deslocamento máximo de 294mm (**Figura 5.24**). No ponto onde foi atingido o valor da força máxima, o deslocamento corresponde a 44% do deslocamento máximo registado, com um valor de 128mm.

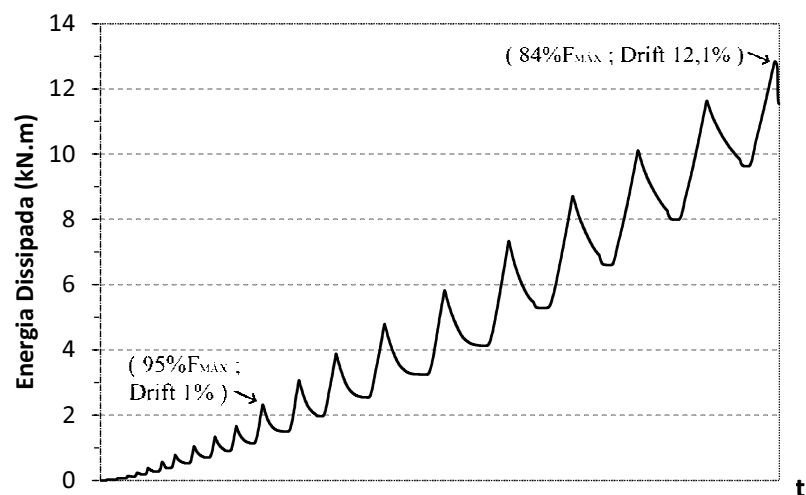


Figura 5.24 – Energia Dissipada (kN.m) – Ensaio **CN02** (T10)

Com o auxílio do gráfico da **Figura 5.25**, verifica-se uma razoável linearidade da evolução da envolvente das forças corrigidas em função aos deslocamentos verificados, nomeadamente até atingir a posição zero da parede (ou seja, $d = 0\text{mm}$), para uma força de 15,09 kN durante o 10º ciclo, sendo o seu valor equivalente a 90% da força máxima atingida no ensaio. A partir deste ponto a parede parece perder boa parte da sua rigidez, sendo que a força aplicada atinge o pico máximo de 16,78 kN durante o 13º ciclo (próximo do obtido no ensaio anterior), tendo verificado um deslocamento significativo no topo, 98mm.

Verificam-se deslocamentos significativos nos primeiros ciclos, provavelmente pela solicitação no ensaio anterior ter fragilizado a parede no que concerne à sua capacidade resistente. No 2º ciclo é atingida 25% da força máxima aplicada, 4,34 kN, provocando um deslocamento de 24mm. No 4º ciclo a força aplicada de 8,57 kN (50% da força máxima) gera um deslocamento de 48mm. Para 75% da força máxima aplicada, ou seja, 12,71 kN, é gerado um deslocamento máximo no 7º ciclo de 84mm face à posição inicial da parede neste ensaio. Desde o ponto em que é atingida a força máxima, verifica-se uma diminuição gradual da força e o agravamento substancial dos deslocamentos horizontais no topo da parede, sendo o deslocamento máximo do ensaio atingido aos 294mm (em relação à posição zero da parede, e não a posição inicial para este ensaio), tendo determinado uma força actuante de 14,13 kN, ou seja, 84% da força máxima.

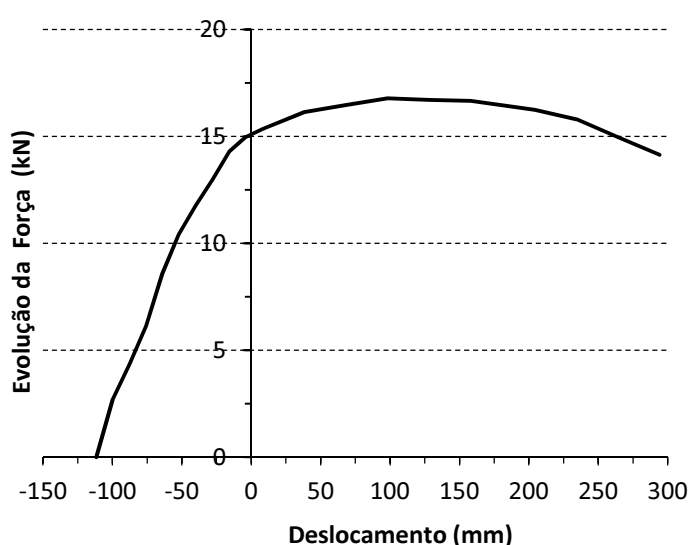


Figura 5.25 – Evolução da Força (kN) vs. Deslocamento (mm) - Ensaio **CN02** (T10).

Tal como no ensaio anterior, foram compilados alguns valores de referência na **Tabela 5.4**, onde é possível verificar a evolução das forças aplicadas neste ensaio, bem como a evolução do drift da parede, nomeadamente, destacando o momento a partir do qual é atingido o valor de 1% do drift, valor indicado como limite para acções fora do plano pelo FEMA-356 [40]. Para uma melhor percepção da evolução das envolventes da relação força vs. drift, tal pode ser constatada com auxílio da **Figura 5.26** (foram retirados os valores relativos aos deslocamentos negativos por serem irrelevantes neste caso).

Tabela 5.4 – Evolução da força actuante e do drift (*Sentido Positivo*).

Sentido Actuação	Ciclo	F _{MÁX} (%)	Força Actuante (kN)	Deslocamento (mm)	Drift (%)
(+)	2	25	4,34	(-) 24	-
	4	50	8,57	(-) 48	-
	7	75	12,71	(-) 84	-
	10	90	15,09	(-) 112 (*)	0
	<u>11</u>	<u>95</u>	<u>15,96</u>	<u>26</u>	<u>1,0</u>
	13	100	16,78	98	4,1
	19	84	14,13	294	12,2

(*) Posição zero da parede

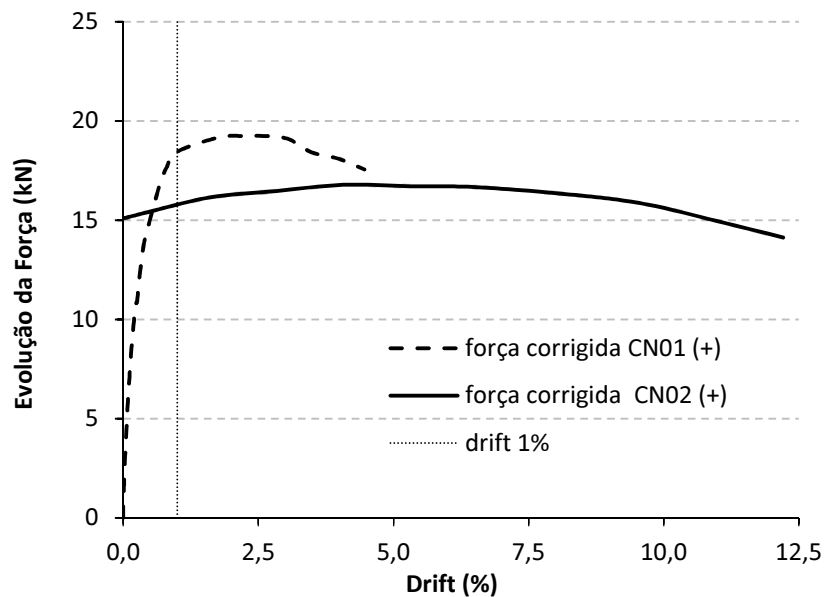


Figura 5.26 – Evolução da Força (kN) vs. Drift (%) - Ensaio **CN02** (T10).

Dadas as novas leituras efectuadas pelos transdutores colocados ao longo da altura da parede foi definido um novo perfil vertical de deslocamentos (**Figura 5.27**), medidos pelos quatro níveis de acordo com as disposições já conhecidas, e um novo perfil para deslocamentos horizontais relativos ao topo da parede (**Figura 5.28**).

São assumidos no traçado destes perfis os mesmos pressupostos que foram assumidos anteriormente para o traçado dos perfis relativos ao ensaio **CN01**, no que à extrapolação de valores dos transdutores T14 e T15 diz respeito (ver **Figuras 5.13 e 5.14**).

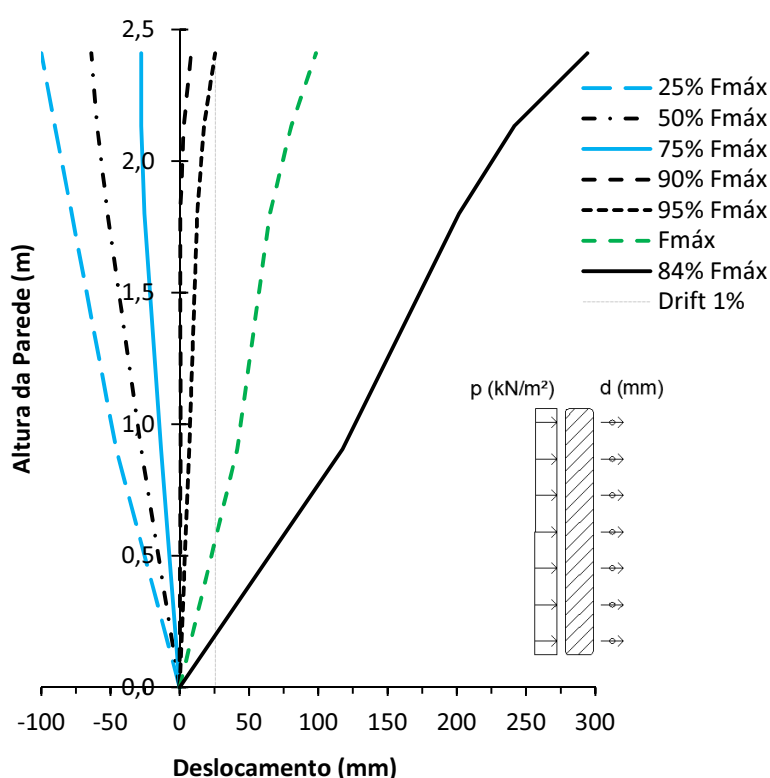


Figura 5.27 – Perfil vertical de deslocamentos (mm) – Ensaio **CN02**.

Comparativamente com o ensaio anterior, foi possível verificar que níveis de carga semelhantes originaram maiores deslocamentos. Para o valor limite de drift de 1% constatou-se que foi obtido para valores de deslocamentos com diferenças muito reduzidas (2mm).

Quanto a deslocamentos máximos neste ensaio, e referindo apenas o sentido positivo dos deslocamentos comum aos dois ensaios, a parede obteve diferenças substanciais muito devido à fragilidade induzida pelo primeiro ensaio que retirou alguma da capacidade resistente da parede, tendo atingido desta feita um deslocamento máximo de 294mm (para um drift de 12,2%) face aos 108mm do ensaio anterior (drift de 4,5%), verificando-se uma carga aplicada inferior à carga aplicada no último ciclo do ensaio **CN01**, isto é, 14,13 kN contra os 17,55 kN anteriores.

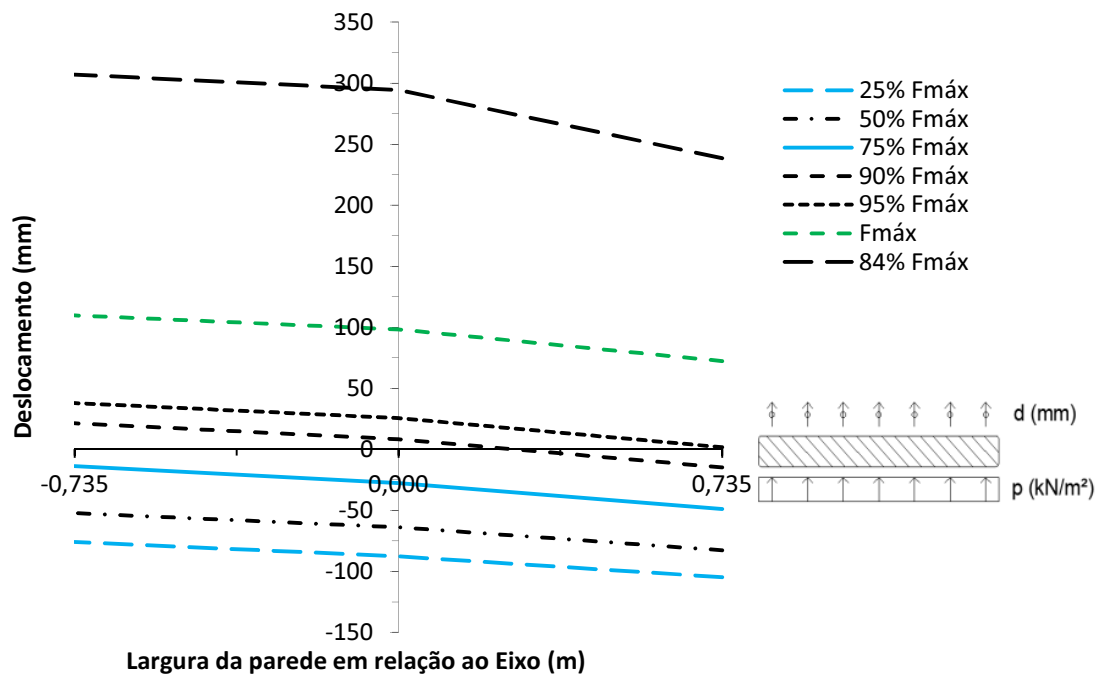


Figura 5.28 – Deslocamento horizontal no topo da parede (mm) – Ensaio **CN02** (T10).

Verifica-se na representação da **Figura 5.28** que a parede manteve no início do ensaio **CN02** a ligeira rotação que trazia anteriormente aquando da conclusão do ensaio **CN01**. Com o desenvolvimento do ensaio e o respectivo aumento das cargas aplicadas no sentido interior-exterior do edifício, a parede não só mantém a rotação anterior como começa a exibir o mesmo comportamento do ensaio anterior, com maiores deslocamentos no extremo indicado como -0,735 em comparação com a outra extremidade, +0,735, para os últimos ciclos do ensaio.

5.4 Descrição e condições do ensaio *in-situ* na Casa do Salão – Ensaio Cíclico Unidireccional para fora do plano, *S01*.

Tendo realizado e concluído os ensaios inicialmente programados para a *Casa Nove*, procedeu-se então à desmontagem e posterior remontagem de todo o setup para a execução de novo ensaio num outro edifício de habitação degradado, designado Casa do Salão, *S01*. Este ensaio, tal como no ensaio *CN02*, foi realizado com a aplicação de carga cíclica distribuída pela superfície da parede, sendo esta carga aplicada de forma unidireccional, com sentido de dentro para fora da habitação. Tal opção resulta de dois factores: *i)* Por ser nesse sentido que a parede seguiria aquando da actuação de uma acção sísmica, projectando-a para o exterior do perímetro da habitação (eventual abatimento da estrutura da cobertura); *ii)* Por consequência das condições existentes no local que não permitiam a implantação da estrutura de reacção para a realização do ensaio cíclico bidireccional, de acordo com o inicialmente pretendido.

De salientar ainda que a parede a ensaiar já fora anteriormente intervencionada, sendo objecto de algumas técnicas de reforço aquando da realização de outros ensaios de caracterização. Com a utilização destas técnicas (aplicação de conectores para interligação das duas folhas de pedra da parede, execução de reboco armado com rede de aço e o reforço das fundações com ancoragem da referida malha a uma viga de betão armado) [38], [39], pretendia-se conferir à parede um comportamento monolítico de forma a obter melhorias do seu desempenho quando sujeita a acções sísmicas.

5.4.1 Montagem da estrutura de reacção e do sistema de monitorização.

Para a montagem do setup deste ensaio, tanto para o sistema de monitorização como para a própria estrutura de reacção, procedeu-se de maneira similar aos anteriores, nomeadamente ao ensaio *CN02*, visto tratar-se de um ensaio unidireccional (*Figuras 5.29a e 5.29b*). Assim, não foi montada parte da estrutura (que ficaria no exterior da habitação) e do sistema de actuação de carga, com a reacção da parede a ser garantida por intermédio da ligação de tubos metálicos devidamente fixados quer à estrutura reticulada quer a uma parede de reacção paralela à parede a ensaiar.



Figura 5.29 – Montagem do Setup para ensaio **S01**: a) Interior; b) Exterior.

As posições definidas para os transdutores de fio mantêm-se semelhantes ao definido para o ensaio **CN01** mas para níveis diferentes, conforme indicado na representação da **Figura 5.2**, podendo confirmar a localização exacta de alguns deles na imagem que consta na **Figura 5.30**.

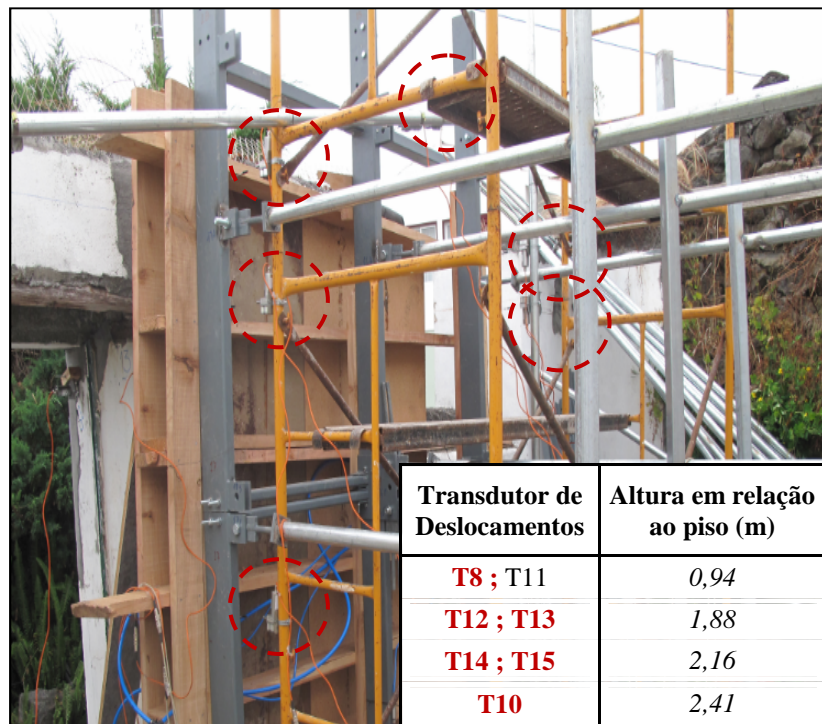


Figura 5.30 – Localização dos transdutores de deslocamentos – Ensaio **S01**.

5.4.2 Condições de ensaio e de fronteira.

A parede do ensaio *S01* tem uma espessura de aproximadamente 0,66m. As bolsas de ar foram colocadas entre a estrutura e a parede, havendo uma distância inicial entre superfícies de reacção de 15cm (entre a parede e as tábuas de madeira colocadas na vertical), que não será alterada ao longo do ensaio.

Visto só ter procedido à montagem de parte da estrutura não há limitação quanto aos deslocamentos a sofrer pela parede, a não ser a amplitude máxima da bolsa de ar, ou seja, o deslocamento máximo da parede nestas condições poderá ser de aproximadamente 25cm (amplitude da bolsa de 40cm), para fora do seu plano. A parede, apesar da sua ligação ao peitoril e a padieria indicados na **Figura 5.2**, será considerada como uma consola vertical, com a base da parede a funcionar como um encastramento e os bordos superior e laterais sem qualquer ligação, ou seja, livres de restrições.

5.4.3 Análise e discussão dos resultados obtidos.

Com a realização do ensaio pretendia-se trabalhar sobre as leituras dos diversos transdutores de deslocamentos e células de pressão de forma a apresentar os parâmetros anteriormente referidos de forma a interpretar o comportamento da parede face às acções aplicadas. Mais uma vez, tratando-se de um elemento cujo comportamento se pretendia similar a uma consola vertical, consideram-se como mais gravosos, os resultados definidos pelo transdutor TF_10, localizado no topo da parede.

O procedimento para o desenvolvimento do ensaio consistiu, tal como nos outros ensaios realizados, na aplicação de sucessivos ciclos de carga-descarga das bolsas de ar, actuando sobre a superfície da parede de forma a fazê-la deslocar-se para fora do plano. Alguns ciclos após o início do ensaio, nomeadamente a partir do 15º ciclo, começaram a verificar-se problemas de instabilidade ao nível dos apoios da estrutura de reacção bem como do andaime onde estavam instalados os transdutores de deslocamentos, tendo sofrido algumas vibrações devido ao movimento do solo subjacente.

Tendo em conta que a parede tinha sido reforçada antes da campanha de ensaios anterior com a colocação de rede metálica bem como a execução de vigas de betão armado junto à base da parede, a posterior “ancoragem” desta malha às ditas vigas acabaram por conferir ao conjunto parede-fundação um carácter monolítico, comportando-se estes elementos como se de um único bloco rígido se tratasse (*Figura 5.31*).

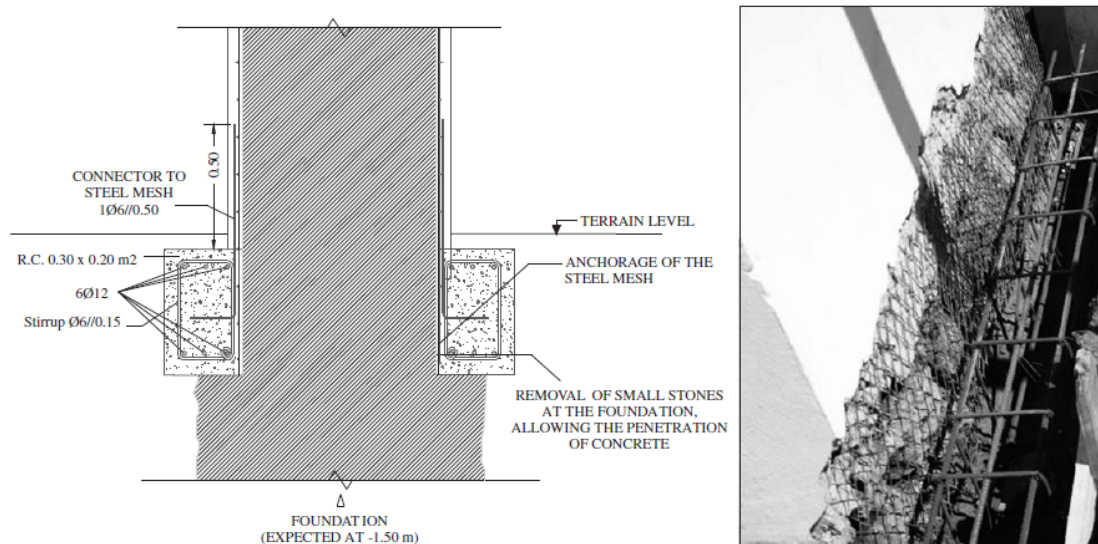


Figura 5.31 – Técnicas de reforço aplicadas na parede e fundação [39].

Assim, tendo em conta o comportamento de corpo rígido do conjunto, tal situação promovia a rotação do mesmo em torno de um ponto na base em vez de provocar a deformação da parede. Com o aumento das cargas aplicadas, maiores rotações eram impostas ao conjunto, mobilizando o solo junto à fundação da parede criando uma alavancagem do solo que estava por baixo da estrutura de reacção e do andaime, o que levaria a movimentos indesejados nestas estruturas, tornando impossível a aquisição de dados minimamente fiáveis para a determinação dos parâmetros pretendidos para caracterizar a parede, a partir do 15º ciclo.. Com o desenvolvimento deste fenómeno, constata-se aquilo que poderia ser entendido como um comportamento invulgar da parede, pois de acordo com o indicado na *Figura 5.32*, a parede estaria a registar um aumento sistemático da capacidade resistente ao longo do ensaio, registando pressões exercidas pelas bolsas de ar na superfície da parede cada vez maiores quando seria de esperar uma diminuição das cargas aplicadas com o agravamento dos deslocamentos após atingir a

carga máxima aplicada. Constatou-se que este aumento das cargas não correspondia a um aumento da capacidade resistente da parede mas sim à influência da estrutura de reacção que, ao ser alavancada pelo solo subjacente oferecia resistência a esse movimento, provocando um aumento da carga aplicada

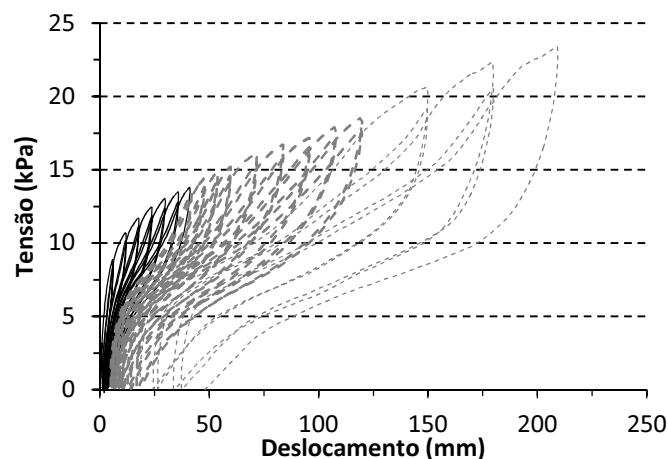


Figura 5.32 – Tensão (kPa) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio **S01** (T10)

Contudo, optou-se por aceitar como válidas as leituras efectuadas até ao 14º ciclo (traço contínuo a preto), permitindo desta forma apresentar, ainda que com alguma cautela, alguns dos parâmetros a estudar, como por exemplo, de drift limite ou estimativa do módulo de elasticidade. Pode observar-se na **Figura 5.32a** o desenvolvimento do ensaio até ao 14º ciclo, indicando igualmente as pressões exercidas na parede e os respectivos deslocamentos sofridos no topo da mesma.

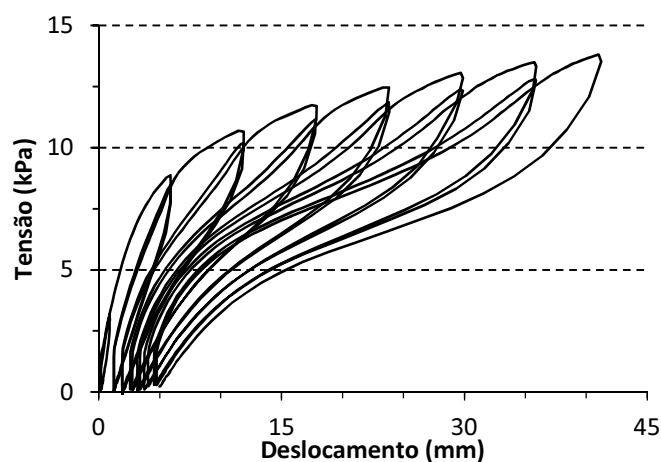


Figura 5.32a – Tensão (kPa) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio **S01** (T10)

Assim, tendo em conta as limitações em relação ao desenvolvimento deste ensaio, a carga máxima aplicada na parede foi de 13,80 kPa durante o decurso do 14º ciclo, tendo registado um deslocamento de cerca de 41mm. Foi definido um gráfico de evolução das tensões em função do *drift* verificado a cada instante (**Figura 5.33**). De acordo com os valores determinados, a parede atingiu um drift próximo de 1,7% em relação ao topo da parede.

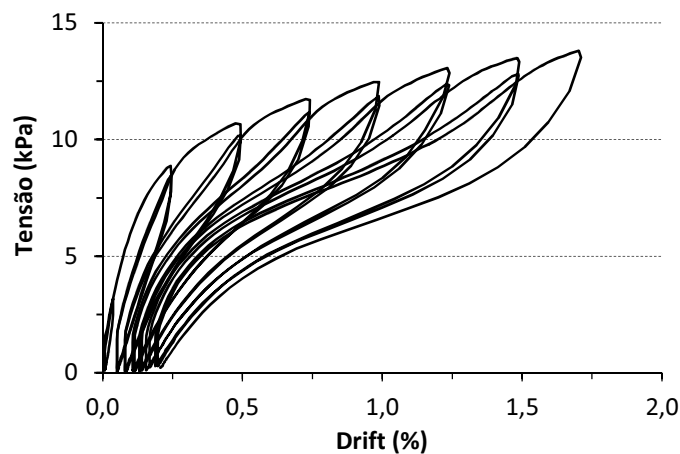


Figura 5.33 – Tensão (kPa) vs. Drift (%) – Ensaio **S01** (T10).

No que diz respeito à determinação da força actuante na parede, tal como nas outras situações, efectuou-se uma posterior correcção dos valores obtidos para a mesma de acordo com o modelo definido em 4.3.2 para a correcção das áreas de contacto. Desta forma, encontram-se representadas no gráfico a força aplicada directamente, com as curvas a cinza, e a força posteriormente corrigida, representada pelas curvas a preto (**Figura 5.34**). Com a correcção efectuada é possível constatar que a parede atinge um pico de força corrigida de 49,26 kN para um deslocamento da parede da ordem dos 41mm (o pico da força não corrigida foi de 45,12 kN). Apresenta-se também um gráfico que relaciona as forças corrigidas com o drift, conforme indicado na **Figura 5.35**, de forma a aferir da evolução destes dois parâmetros em simultâneo, tendo atingido o pico para um drift de 1,7%.

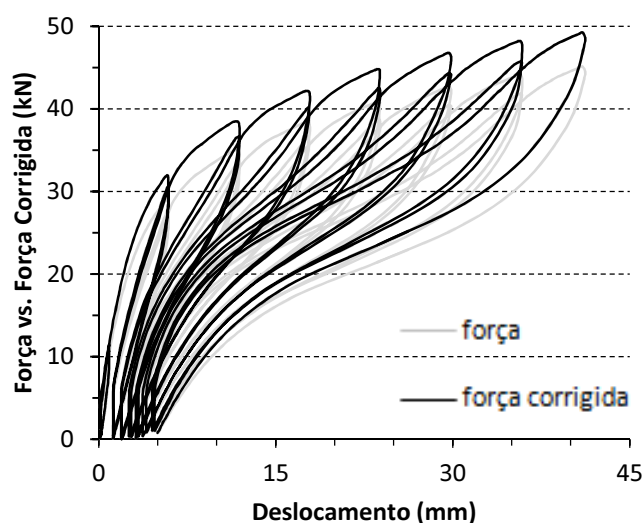


Figura 5.34 – Comparativo Força e Força Corrigida (kN) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio **S01** (T10).

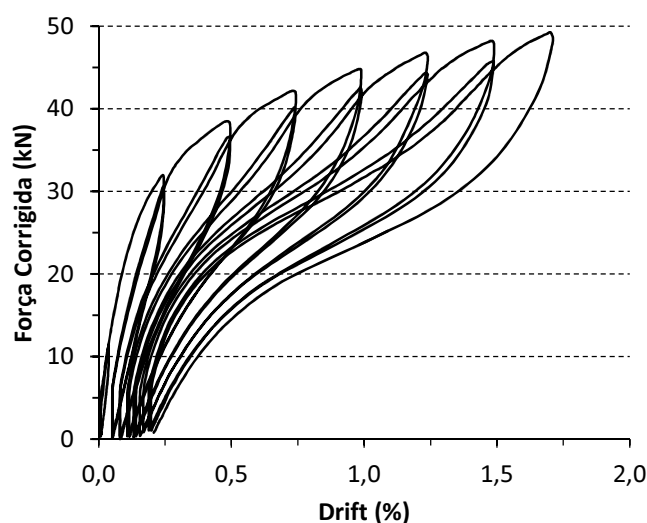


Figura 5.35 – Força Corrigida (kN) vs. Drift (%) – Ensaio **S01** (T10).

À resultante da força total obtida a cada instante do ensaio, partindo da soma das duas parcelas relativas aos dois níveis de aplicação de altura 0,35m e 1,50m, antes e após a correcção, é aplicado um braço de 1,138m, coincidente com o centro de gravidade de actuação das bolsas de ar sobre a parede, de forma a determinar o momento de derrube na base.

Após os cálculos, obteve-se um momento máximo na base de 51,35 kN.m (14º ciclo), tendo um valor máximo corrigido para o momento na base de 56,06 kN.m, tendo-se registado nesse momento um deslocamento máximo de 41mm (**Figura 5.36**). Em relação à dissipação de energia, esta foi respeitando uma evolução gradual, tendo atingido um pico de 3,03 kN.m no último ciclo do ensaio, para um deslocamento de 41mm (**Figura 5.37**).

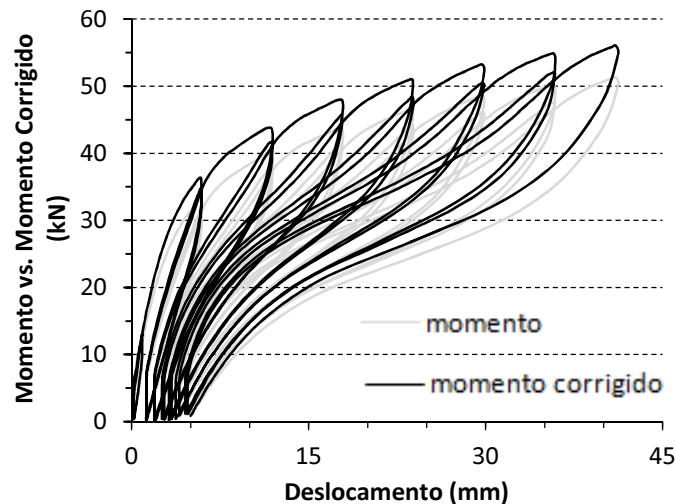


Figura 5.36 – Comparativo Momento na base e Momento Corrigido na base (kN.m) vs. Deslocamento (mm) – Ensaio **S01** (T10).

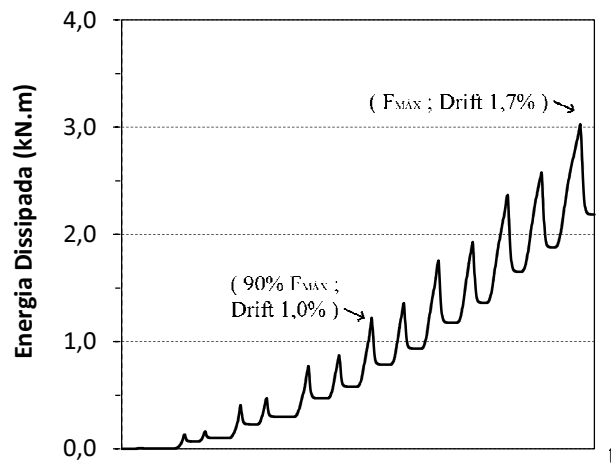


Figura 5.37 – Energia Dissipada (kN.m) – Ensaio **S01** (T10).

Atendendo ao comportamento demonstrado pela curva representada na **Figura 5.38** podemos assumir que a força máxima aplicada em condições normais não seria muito diferente do valor máximo obtido de 49,26 kN, ao 14º ciclo, assumindo esta curva como se se tratasse da fase ascendente normal de um carregamento até atingir o valor de pico da carga. Posto isto, verifica-se que nos primeiros momentos do ensaio existe um comportamento razoavelmente linear para um nível de carregamento próximo de 50% da força máxima respectiva aplicada, ou seja 24,67 kN durante o 2º ciclo de carregamento, para deslocamentos muito reduzidos, da ordem de 3mm. Para 25% da força máxima aplicada, de valor 12,32 kN, durante o 2º ciclo, gerou um deslocamento de 1mm, enquanto ao atingir cerca de 75% da força máxima, no 4º ciclo (força aplicada de 36,95 kN), tendo verificado um deslocamento relativamente baixo de 10mm.

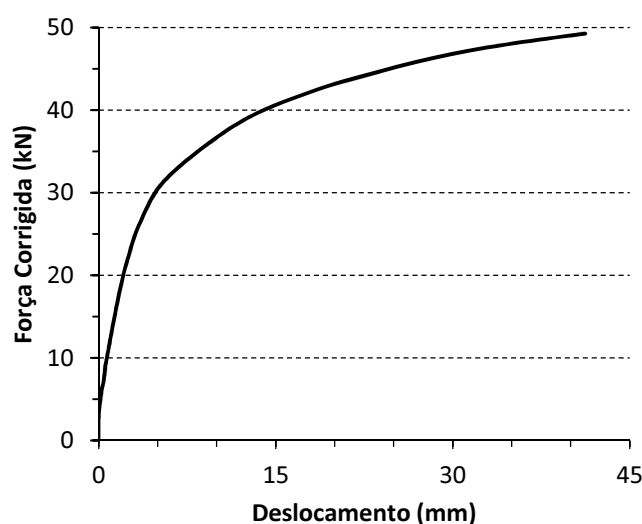


Figura 5.38 – Evolução da Força (kN) vs. Deslocamento (mm) - Ensaio *S01* (T10).

Com o auxílio do gráfico da envolvente da força aplicada da **Figura 5.39**, é possível verificar que o limite regulamentar para o drift igual a 1%, segundo o FEMA-356 [40], é atingido no 8º ciclo, para um deslocamento de 24mm e um valor de força actuante de 44,69 kN, equivalente a perto de 90% da força máxima aplicada. A consulta da **Tabela 5.5** permite aferir da evolução do drift em função da força aplicada bem como dos deslocamentos induzidos à parede nesses momentos.

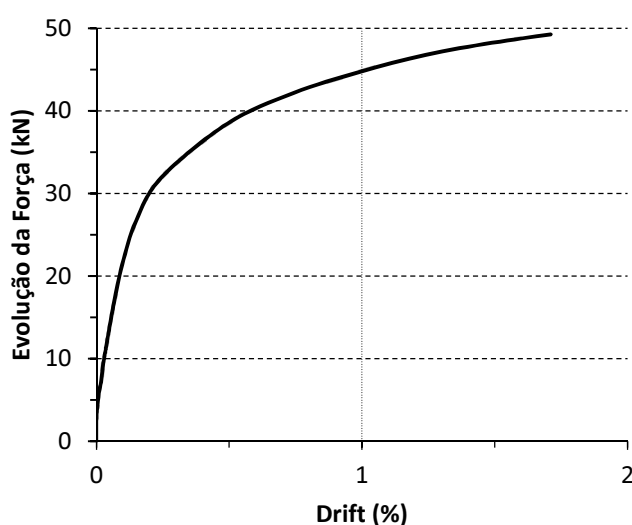


Figura 5.39 – Evolução da Força (kN) vs. Drift (%) - Ensaio *S01* (T10).

Tabela 5.5 – Evolução da força actuante e do drift.

Sentido Actuação	Ciclo	F _{MÁX} (%)	Força Actuante (kN)	Deslocamento (mm)	Drift (%)
(+)	2	25	12,32	1	0,1
	2	50	24,67	3	0,1
	4	75	36,95	10	0,4
	<u>8</u>	<u>90</u>	<u>44,69</u>	<u>24</u>	<u>1,0</u>
	14	100	49,26	41	1,7

Com as leituras efectuadas pelos transdutores colocados ao longo do desenvolvimento em altura da parede foi definido um perfil vertical de deslocamentos (**Figura 5.40**), medidos pelos quatro níveis de acordo com as disposições já conhecidas, bem como um perfil dos deslocamentos horizontais que se verificaram no topo da parede (**Figura 5.41**). No traçado deste último perfil são assumidos os pressupostos anteriormente definidos no que à extrapolação de valores dos transdutores T14 e T15 diz respeito. De referir que nos deslocamentos horizontais no topo da parede, quando concluído o 14º ciclo, foi registado um deslocamento de 5mm, deslocamento este que não foi recuperado relativamente à posição zero inicial, que pode ter sido originado pela rotação vertical da fundação que entretanto não foi anulada.

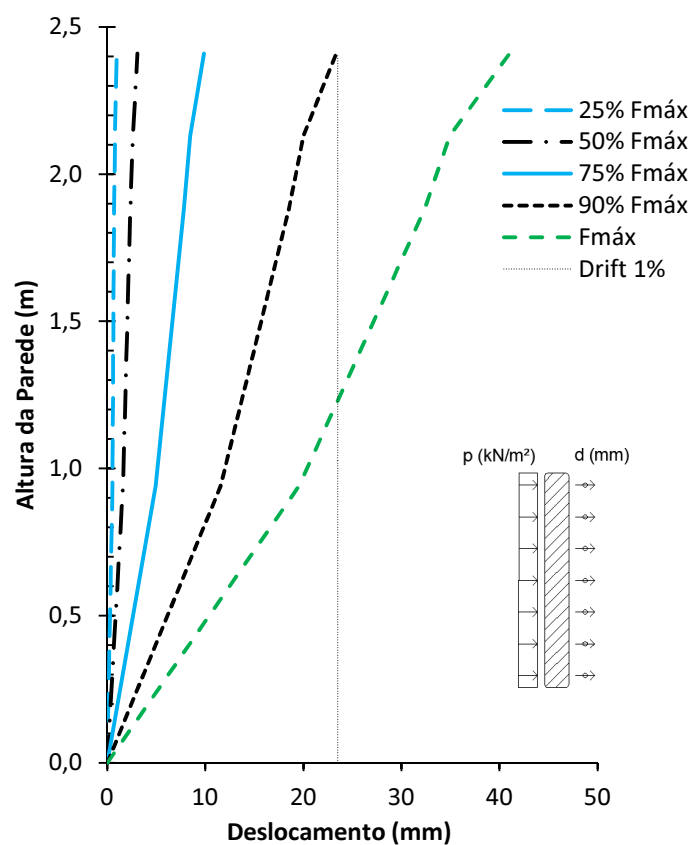


Figura 5.40 – Perfil vertical de deslocamentos (mm) – Ensaio *S01*.

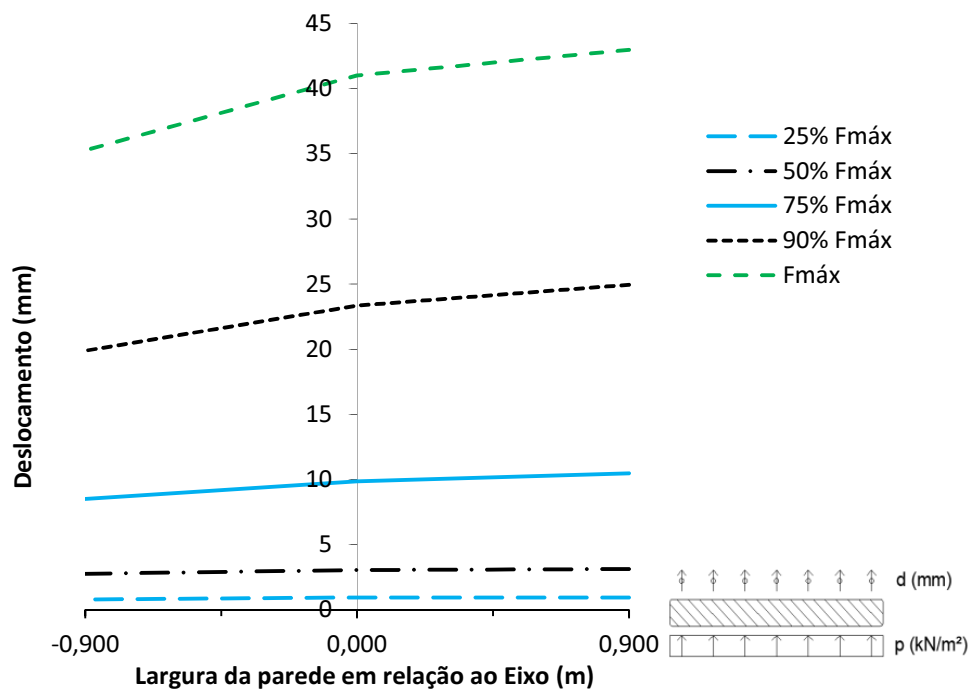


Figura 5.41 – Deslocamento horizontal no topo da parede (mm) – Ensaio *S01* (T10).

Ainda em relação aos deslocamentos horizontais no desenvolvimento da parede em altura, verifica-se que as leituras dos diversos transdutores permitem traçar um perfil vertical que transmite alguma linearidade ao longo da mesma quando solicitada pelas bolsas de ar (**Figura 5.40**), o que reforça a ideia de que a parede era mobilizada juntamente com a fundação, possuindo um comportamento monolítico, com deformações da parede relativamente constantes entre si ao longo da parede.

A existência da padieira do lado do transdutor T14, na figura identificado na abcissa negativa $-0,90m$ acaba por conferir alguma resistência desse lado do topo da parede, restringindo em parte os deslocamentos nesta extremidade comparativamente com os deslocamentos registados no meio da parede pelo transdutor T10 e sobretudo pelo transdutor T15, do lado da abcissa positiva, $0,90m$, estando implícita a rotação horizontal da parede que acaba por ser mais relevante ao longo do ensaio no topo, como é possível confirmar pelo traçado da **Figura 5.41**. Esta rotação estará ainda condicionada pela existência do peitoril do lado oposto da parede.

5.4.4 Estimativas de Módulo de Elasticidade em Flexão, E_{sec} .

Para o cálculo do Módulo de Elasticidade Secante em flexão considerou-se uma largura média do elemento parede de $1,80m$, uma altura de $2,41$ metros, para uma espessura de $0,66m$. As condições de apoio admitidas para este cálculo foram as de encastramento na base e restantes bordos livres, apesar das condicionantes existentes, nomeadamente a padieira e o peitoril. A partir daqui é possível determinar a o deslocamento no topo da parede (registados através do transdutor T10). A partir daqui é possível aplicar a equação $f_{máx} = p.l^4/8.E.I$ [41], podendo a partir desta determinar o valor do Módulo de Elasticidade Secante em flexão, em função das restantes variáveis já conhecidas.

De acordo com a **Figura 5.42**, são determinados os valores do módulo de elasticidade secante para a pressão aplicada na parede correspondente a valores aproximados de 25% e 50% do valor da pressão máxima aplicada no ensaio a partir das leituras registadas para o 2º ciclo de carregamento onde os materiais apresentarão previsivelmente um comportamento relativamente linear e não plástico.

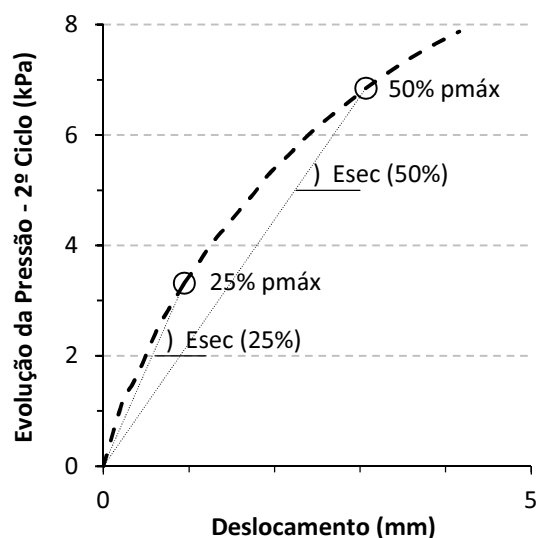


Figura 5.42 – Pressões de referência para determinação do módulo de elasticidade, E_{sec} .

Assim, o valor correspondente do Módulo de Elasticidade Secante da parede, para os pontos representativos de 25% e 50% da pressão máxima aplicada são, de acordo com a **Tabela 5.3**:

Tabela 5.6 – Módulos de Elasticidade Secante em Flexão, E_{sec} – Ensaio **S01**.

% de $p_{MÁX}$	Ciclo	Pressão (kPa)	Deslocamento (mm)	Momento de Inércia (m^4)	E_{SEC} (MPa)
25	2	3,315	0,95	0,04312	583,34
50	2	6,849	3,07	0,04312	392,70

A diferença do módulo de elasticidade, comparativamente ao ensaio **CN01**, está relacionada com a existência do reforço no ensaio **S01**, mais concordantes com valores obtidos para alvenarias não reforçadas, mas ainda assim muito baixos para aquilo que seria de esperar do conjunto reforçado. Ainda assim é necessário ter em conta que poderá haver contaminação dos dados obtidos por existir a rotação da parede a partir da sua base.

6 CONCLUSÕES.

6.1 Conclusões gerais sobre o trabalho desenvolvido.

A ocorrência de sismos no Arquipélago dos Açores é um fenómeno recorrente que pontualmente dá lugar a acontecimentos devastadores como foram ultimamente os sismos de 1980 e 1998 que afectaram drasticamente as ilhas que compõem o grupo central. O seu efeito destrutivo provocou, além das perdas humanas, prejuízos elevados ao nível das edificações e das infra-estruturas existentes, levando nestes casos a alterações drásticas na forma de pensar as cidades e a sua organização urbanística, de forma a mitigar maiores estragos num futuro acontecimento sísmico da magnitude dos referidos.

Parte substancial das perdas materiais, nomeadamente nos edifícios de habitação, deve-se ao facto das construções do tipo tradicional ainda serem predominantes, apesar de em algumas obras de ampliação, reparação e/ou reconstrução de muitas dessas habitações delas (devido à degradação ou na sequência de acções sísmicas) já englobar soluções mais recentes como a introdução de elementos estruturais de betão armado ou pré-fabricado. Ainda assim, o parque habitacional das cidades, vilas e aldeias açorianas ainda é constituído, na grande maioria, por este tipo de construções que, dadas as soluções construtivas adoptadas, são de elevada vulnerabilidade quando os seus elementos estruturais são solicitados por acções de carácter sísmico.

Após o sismo de 1998, que afectou sobretudo a ilha do Faial, foram realizados diversos estudos experimentais tendo por objectivo principal a caracterização das alvenarias de construção tradicional (no caso específico, alvenarias de pedra), de forma a poder antecipar o seu comportamento e proceder à melhoria das suas capacidades estruturais através da realização de obras de reparação e reforço.

Nesse sentido, o desenvolvimento desta técnica abre um leque de opções no que concerne à análise de comportamento das alvenarias, podendo com esta simular o efeito provocado pelas acções sísmicas nas paredes devido a cargas distribuídas pela sua superfície, mobilizando a sua massa (tal como os sismos).

6.1.1 Desenvolvimento do Setup.

Partindo de uma metodologia inovadora em Portugal (similar à utilizada em outros países como Nova Zelândia e Austrália), que foi desenvolvida no contexto dum projecto de investigação científica, foi possível estabelecer uma base de trabalho com vista à aplicação desta técnica com solicitações distribuídas pela superfície das paredes. Assim, foi idealizada e concebida uma nova estrutura de reacção que fosse de fácil manuseamento e transporte e rápida montagem, com elementos reticulados em perfilados de aço ligados por parafusaria que permitisse torná-la maleável e adaptável às exigências dos testes a realizar no local.

Relativamente à aquisição de dados foi desenvolvido um programa informático para o efeito, devidamente testado em laboratório, que permitiu tirar as devidas ilações quanto aos procedimentos, definição de taxas de admissão e descarga das bolsas de ar, evolução da carga aplicada de forma cíclica, tanto num sentido como actuando simultaneamente em ambos sentidos (neste caso, analisando o comportamento e a evolução nas fases de carga e descarga das duas bolsas de ar de forma alternada para tornar o processo mais fluído), correcção de área de contacto entre bolsas e superfícies de reacção para tornar os resultados mais condizentes com o que de facto acontecia no ensaio (nomeadamente na determinação das forças actuantes e energia dissipada) e calibração das células de pressão para adaptá-las às novas bolsas de ar.

Houve ainda necessidade de adoptar vários elementos diferentes dos utilizados inicialmente, nomeadamente as bolsas de ar (promovendo maiores áreas de contacto do que as utilizadas em anteriores ensaios), válvulas de admissão e descarga com diâmetros maiores (para agilizar o processo aumentando o caudal de admissão e de descarga), entre outros. Todos estes procedimentos foram devidamente testados em laboratórios de forma a não comprometer os resultados a obter no campo.

6.1.2 Montagem do Setup para a realização dos ensaios *in-situ*.

Relativamente aos procedimentos a efectuar para a realização dos ensaios no local, pode concluir-se que o trabalho realizado previamente em laboratório foi largamente compensador, tendo-se revelado de grande importância o planeamento antecipado da montagem da estrutura de reacção e do sistema de aquisição de dados, permitido realizar o primeiro ensaio durante o segundo dia da campanha, bem como os restantes ensaios dentro do prazo estipulado de cinco dias. Para as duas situações foi definida uma distribuição dos transdutores de fio semelhante, tendo colocado em cada bordo lateral da parede 3 transdutores de fio alinhados na vertical, sendo colocado no topo da parede um único transdutor, a meio da largura da mesma.

Apenas por situações verificadas no decorrer do ensaio na *Casa Nove* (a configuração da estrutura passou de **CN01** para **CN02** pois a estrutura não permitiu aplicar deslocamentos maiores que 19cm, uma vez que o topo da parede entrara em contacto com a estrutura), ou por imposição do local (falta de espaço no exterior da Casa do Salão, no ensaio **S01**) é que não foi possível concluir de forma satisfatória (no caso do ensaio **CN01**) ou realizar (**S01**) os ensaios bidireccionais como era pretendido. Assim, optou-se pela reconfiguração da estrutura de reacção no primeiro ensaio, de forma a levar a parede a maiores deslocamentos (passando a aplicação da carga de bidireccional para unidireccional), tendo no ensaio **S01** adoptando desde o início a opção pelo ensaio unidireccional, não havendo necessidade de qualquer rectificação ao inicialmente previsto.

6.1.3 Realização dos ensaios *in-situ* e aquisição de dados.

A realização dos ensaios decorreu de acordo com o previsto, sobretudo na fase inicial dos mesmos, ou seja, para os primeiros ciclos. O afastamento inicial entre superfícies (parede e placas de contraplacado era de 19cm, em ambos os lados). O ensaio **CN01** foi realizado com normalidade, com a admissão de ar e a posterior descarga das bolsas de ar a ser efectuada de forma alternada, tanto para uma bolsa de ar como para a outra, conferindo assim o carácter cíclico e alternado que se pretendia, de forma a simular a acção sísmica uma vez que toda a parede tinha sido mobilizada.

A aquisição dos dados relativos às leituras efectuadas pelas células de pressão e pelos diversos transdutores de deslocamentos foi conseguida de forma satisfatória até aos três últimos ciclos. Verificou-se a partir desse momento que a parede ao deslocar-se havia entrado em contacto com as placas de contraplacado, acontecendo isto em ambos os sentidos, o que viria a contaminar os dados registados a partir desse instante, pelo que foi decidido interromper o ensaio, não tendo a parede recuperado a sua posição inicial.

Nestas circunstâncias, procedeu-se à reconfiguração do ensaio, retirando a parte da estrutura e respectivo contraventamento que se encontravam fora do edifício, tornando o ensaio unidireccional, passando este a ter a designação **CN02**. Desta forma, pretendia-se obter maiores deslocamentos para fora do plano, coisa que não tinha sido conseguida anteriormente. Numa primeira fase deste ensaio, o afastamento entre superfícies (parede e placa de contraplacado marítimo) passou a ser de 15cm, sendo posteriormente reduzido esse espaçamento para 10cm, quatro ciclos antes da conclusão do ensaio, uma vez atingida a amplitude máxima das bolsas de ar.

Em relação ao ensaio **S01**, foram detectados diversos problemas que não permitiram efectuar a colecta dos dados necessários à parametrização da parede conforme pretendido, devido à ocorrência dos fenómenos entretanto já explicados. Foi assumido desde o início que seria realizado apenas com um sentido de actuação da carga, tendo um afastamento inicial entre as superfícies de reacção de 15cm, situação que se não sofreria alterações até final. Recorde-se que esta parede já tinha sofrido uma intervenção de reforço sendo solidarizada à fundação com recurso a vigas de fundação de ambos os lados [39]. A partir do 15º ciclo, o carregamento terá provocado uma rotação vertical no conjunto parede-fundação. Uma vez que a estrutura e o andaime estavam colocados por cima da fundação, a estrutura acabaria por entrar em reacção com a parede (através da movimentação da fundação solidária com esta), adulterando assim os dados obtidos a partir daí, podendo estes transmitir a ideia errada que a parede estaria a aumentar a sua capacidade resistente quando isso devia à oposição da própria estrutura. Assim sendo foram considerados apenas os primeiros 14 ciclos do ensaio. Isto poderá servir, porventura em futuros desenvolvimentos desta técnica, para definir outra estrutura independente que possa permitir a fixação dos transdutores sem que as leituras destes sejam influenciadas por factores externos que viciem a aquisição dos dados obtidos.

6.1.4 Tratamento de dados e análise dos resultados.

Apesar de alguns contratempos resultantes sobretudo no decurso dos ensaios realizados, foi possível efectuar no caso da *Casa Nove* a aquisição dos dados relativos às leituras efectuadas quer pelas células de pressão quer pelos diversos transdutores de fio devidamente distribuídos pela parede. Assim, foi possível trabalhar estes dados obtidos de forma a poder apresentar diversos parâmetros que permitem fazer uma análise dos resultados obtidos com a aplicação desta metodologia de ensaios em edifícios devolutos que são representativos do tipo de construção tradicional que predomina nas ilhas do Arquipélago dos Açores, em particular, na Ilha do Faial.

Em relação ao ensaio cíclico bidireccional efectuado, **CN01** (complementado com o ensaio cíclico unidireccional **CN02**) foi atingido no sentido arbitrado como negativo um pico de tensão de 6,11 kPa (**Figura 5.5**) logo nos primeiros ciclos do ensaio (5º ciclo), para um deslocamento registado de 24mm, vindo esta a diminuir ao longo do tempo

A carga máxima aplicada na parede, para o sentido positivo, foi de 5,93 kPa durante o decurso do 15º ciclo, tendo registado um deslocamento de cerca de 72mm. Após atingir os respectivos picos de carregamento, nota-se um decréscimo progressivo no valor da carga aplicada em cada sentido com os correspondentes aumentos dos deslocamentos, o que denuncia a perda gradual da capacidade resistente da parede, sendo mais acentuado no sentido negativo do deslocamento (atinge no último ciclo do ensaio uma força correspondente a 62% da força máxima) do que no sentido positivo (91% da força máxima), isto, para deslocamentos registados da mesma ordem de grandeza, próximos dos 107mm, para ambos os casos.

A parede apresentou ao longo do ensaio um comportamento razoavelmente linear (em altura) não havendo grandes variações de acordo com os diversos transdutores colocados em altura a não ser no topo onde poderia estar fragilizada pela demolição das padieiras ou alguma fissuração localizada (**Figura 5.13**). Apesar disso, a parede ainda assim apresentou alguma rotação horizontal logo nos primeiros ciclos que viria a acentuar-se sobretudo quando registada no topo da parede (**Figura 5.14**).

Com a correcção das áreas de contacto entre as bolsas de ar e a superfície da parede foi possível determinar a força actuante sobre a mesma, tendo atingido um valor máximo após correcção de 20,62 kN (para 13% do deslocamento máximo) quando aplicada a carga no sentido negativo e de 19,24 kN quando aplicada no sentido positivo, que provocariam momentos de derrube máximos para a parede de 23,46 kN.m e de 21,89 kN.m, respectivamente. A energia dissipada teve uma evolução gradual ao longo do ensaio, tendo atingido um valor máximo de 13,64 kN.m no 21º ciclo, correspondendo a uma força equivalente a 87% da força máxima, ou seja, aproximadamente 16,81 kN.

Relativamente ao drift calculado pode referir-se que a parede atingiu um valor máximo de 4,5% em ambos os sentidos. Para ambos os casos não deixam de ser valores elevados mas há que ter em consideração que o topo da parede bem como as laterais não possuíam quaisquer restrições a deslocamentos (não existência de cobertura ou piso intermédio). De qualquer forma permitem aferir da grande capacidade de deformação da parede quando sujeita a acções horizontais, tendo esta atingido deslocamentos próximos de 11cm no topo. Em relação ao valor limite de 1% definido pelo FEMA-356, este é atingido em ambos os sentidos durante o 6º ciclo, tendo no sentido positivo atingido esse valor para 87% da carga máxima aplicada nesse sentido (com deslocamento de 23,9mm), ainda na fase crescente do carregamento, e no sentido negativo atingindo 80% da força máxima aplicada nesse sentido (com deslocamento de 24mm), mas neste caso, no pós-pico, na fase descendente do carregamento. Relativamente à estimativa feita para o módulo de elasticidade secante em flexão, foi obtido um valor a servir de referência de 0,086 GPa, obtido a partir dos dados registados para o 1º ciclo do ensaio, para uma força aplicada equivalente a 25% da força máxima aplicada no sentido positivo.

O ensaio **CN02** foi realizado como complementar do ensaio **CN01**, uma vez que este não tinha sido concluído de forma satisfatória devido ao contacto da parede com a superfície de reacção, adulterando os dados obtidos no final. Serviu ainda para aferir melhor a capacidade de deformação da parede, sujeitando-a a deslocamentos muito superiores aos do primeiro ensaio, sendo neste caso a aplicação da carga apenas num sentido. É de referir ainda que a parede não recuperou a sua posição inicial, tendo começado o ensaio com um deslocamento no topo de -111,80mm, registado quando recuperava a posição inicial no sentido negativo do ensaio bidireccional.

Assim, de forma a entender o comportamento que a parede teria caso não tivesse havido a interrupção do ensaio *CN01*, nomeadamente quando sujeita a cargas que proporcionasse maiores deslocamentos, foi desenvolvido o ensaio *CN02*, fazendo actuar as bolsas de ar de forma a provocar os deslocamentos no sentido para fora do edifício. Neste caso confirma-se a elevada capacidade de deslocamentos, com um deslocamento máximo de 294mm, para uma pressão aplicada na superfície da parede de 5,30 kPa, correspondente a 86% da máxima pressão atingida no ensaio que foi de 6,19 kPa (registada no 16º ciclo, para um deslocamento em relação à posição zero da parede correspondente a 44% do deslocamento máximo, ou seja, 128mm). Neste momento do ensaio procedeu-se ao reajuste da distância inicial entre superfícies de reacção passando dos 15cm iniciais para 10 cm. Com esta alteração pretendia-se testar o limite da parede relativamente à sua capacidade de deformação máxima, levando-a a atingir os maiores deslocamentos possíveis.

Quanto ao comportamento da parede em altura, manteve alguma linearidade sobretudo nos primeiros ciclos, até voltar a atingir a posição zero referencial. A partir daí, e com o aumento constante dos deslocamentos atingidos no final de cada ciclo, começou a perder esse comportamento linear (*Figura 5.27*), porventura, devido à tal fragilidade provocada pela demolição das padarias referida anteriormente. Relativamente aos deslocamentos horizontais, a parede desde o início do ensaio apresentava alguma rotação horizontal no topo que indiciava porventura maior rigidez numa das extremidades em relação à outra, uma eventual cedência da fundação ou fissuração localizada que não foi possível detectar (*Figura 5.28*).

A força actuante foi corrigida, tal como anteriormente, tendo apresentado um pico de 20,27 kN antes da correcção e de 16,78 kN após correcção, tendo atingido este valor para um deslocamento de 98mm, havendo a partir daqui um comportamento condizente com o esperado de diminuição da força actuante e consequente aumento substancial dos deslocamentos, sobretudo nos últimos ciclos. A posição zero da parede após vários ciclos foi atingida com a aplicação de uma força equivalente a 90% da força máxima do ensaio, isto é, próximo dos 15,09 kN.

Tendo isto em conta, efectuou-se a sobreposição dos gráficos de tensões e deslocamentos dos ensaios *CN01* e *CN02*, pelo que foi possível traçar uma envolvente previsível e que estaria de acordo com o desenvolvimento expectável do primeiro ensaio (*Figura 5.19*). Em relação aos momentos de derrube, e seguindo o mesmo critério, foram obtidos valores máximos da ordem de 23,07 kN.m, que após correcção passou para um momento na base de 19,10 kN.m (*Figura 5.20*).

A energia dissipada teve uma evolução gradual ao longo do ensaio, tal como no anterior, atingindo um valor máximo de 12,84 kN.m no último ciclo, correspondendo a uma força equivalente a 69% da $F_{MÁX}$, ou seja, aproximadamente 11,54 kN. Quanto ao drift, a parede atingiu um valor máximo de 12,2%, o que atesta da capacidade de deslocamento da parede e das condições de apoio da mesma, podendo ter influencia nestes valores o facto de a parede ter sido já ensaiada. O valor limite do drift segundo o FEMA-356 igual a 1% foi ultrapassado ao atingir 95% da força máxima aplicada, ainda em fase pré-pico.

De notar que em ambos os casos, foi possível aplicar uma força superior à atingida em campanhas anteriores [39], onde fora registada uma força máxima aplicada na superfície da parede próxima de 14,50 kN e um deslocamento máximo de 66,6mm, substancialmente inferior ao conseguido neste ensaio. Esta força fora aplicada no topo da parede.

No último ensaio desta campanha, *S01*, foi assumido como sendo um ensaio unidireccional, com a carga a actuar para fora da habitação, isto por dificuldades de implantação da estrutura no local. A distância inicial entre superfícies de reacção manteve-se inalterada, sendo de 15cm. Da análise dos resultados obtidos, constatou-se inicialmente um aumento de tensões que não seria expectável, que veio a saber-se posteriormente que fora causado pelo alavancar da estrutura por parte do solo adjacente à fundação que fora “solidarizada” à parede após intervenção de reforço com vigas de fundação, conferindo um carácter monolítico ao conjunto parede-fundação. Devido a tal facto, apenas foram considerados os primeiros catorze ciclos para a análise de resultados do ensaio.

Assim, foi possível verificar uma elevada ductilidade da parede, tendo registado no transdutor TF_10 um afastamento máximo em relação à posição inicial muito próximo dos 41mm (*Figuras 5.32a e 5.33*), atingindo para tal uma tensão máxima aplicada na parede de 13,80 kPa.

O diferencial entre deslocamentos nas extremidades no topo da parede permite aferir alguma rotação horizontal, mais pronunciada nos últimos ciclos do ensaio, o que traduz a influência tanto da padieira como do peitoril. Relativamente à força máxima não corrigida obteve-se um valor de 45,12 kN, para um deslocamento registado de 41mm. Após efectuada a devida correcção, esta força máxima passa para um valor de 49,26 kN, obviamente para o mesmo deslocamento horizontal. O facto de a força e o deslocamento máximos terem coincidido com o final do ensaio explica-se pelas razões atrás referidas, pelo que o ensaio foi interrompido antes de poder definir qual a força máxima de pico a partir da qual se registaria uma diminuição gradual da força, com o respectivo aumento dos deslocamentos no topo da parede, em condições normais.

Ainda assim, é possível indicar que a parede manteve um comportamento relativamente elástico até a aplicação de uma força de valor igual a 50% da força máxima aplicada, isto para um deslocamento de 3mm. Tal como nos outros ensaios, a energia dissipada respeitou uma evolução gradual, reflectindo os danos progressivos que se iriam instalando na parede, tendo atingido um pico de 3,03 kN.m, no último ciclo do ensaio, correspondente aos valores da força e deslocamento máximos (*Figura 5.33*).

Quanto à evolução das tensões em função do *drift* verifica-se que a parede atingiu um valor do drift de 1,7% em relação ao topo da parede (*Figura 5.33*), tendo atingido para tal uma tensão máxima de 13,80 kPa. Quanto ao Módulo de Elasticidade Secante em Flexão para esta parede, foi estimado para 2º Ciclo um valor de 0,583 GPa, muito mais elevado do que o calculado nos ensaios iniciais, em virtude do reforço executado nesta parede. Comparando os dois ensaios efectuados, é possível constatar que no ensaio *S01* foram aplicadas forças muito superiores às aplicadas para os ensaios *CN01* e *CN02*, tendo assim atingido valores inferiores em termos de drift e mesmo em termos de deslocamentos, ao qual não serão alheios factores como a espessura maior da parede, as intervenções de reforço que a parede sofreu bem como as condições de apoio.

6.2 Considerações Finais e Desenvolvimentos futuros.

Apesar desta técnica inovadora possuir alguns inconvenientes que dificultam a sua realização, inconvenientes próprios de qualquer ensaio *in-situ*, tais como problemas de ordem logística (transporte de pessoas e equipamentos, desbloquear de burocracias), bem como aspectos pouco controláveis do meio envolvente ao local do ensaio como sejam as acessibilidades, condições atmosféricas imprevisíveis, estabilidade do terreno e/ou do elemento a ensaiar (ao contrário do que acontece em laboratório, onde é possível ter um maior controlo na construção), entre outros, a verdade é que as vantagens inerentes ao desenvolvimento desta técnica são determinantes para a sua adopção.

Logo à partida, é uma técnica que permite optar pela sua aplicação tanto no local como em laboratório, podendo realizar estudos diversificados visando, por exemplo, a análise do comportamento pós-pico completo de uma elemento de parede (de qualquer tipo) com verificação da degradação da resistência até ao seu colapso, a verificação do nível máximo de deslocamentos admissíveis para fora do plano, determinação de estimativas do módulo de elasticidade inicial das paredes.

Por outro lado, a configuração baseada num sistema auto-equilibrado de componentes acção-reacção permite caracterizar de forma adequada as alvenarias em condições reais de apoio no local de implantação, reduzindo assim o grau de incertezas e permitindo obter resultados consistentes. Os trabalhos preliminares de preparação dos elementos a ensaiar que constituem os edifícios podem ser realizados com uma equipa reduzida. Cada ensaio incluiu todas as actividades inerentes de preparação do elemento a ensaiar, instalação do setup de carga, reacção e monitorização, entre outros, precisando apenas de um dia, em média, podendo variar consoante a complexidade dos ensaios a realizar.

Quanto a perspectivas de desenvolvimento futuro para esta técnica, pode afirmar-se que, sem grandes alterações ao idealizado para o setup actual, esta técnica pode evoluir para a realização de mais ensaios experimentais, tanto em laboratório como “*in situ*”, para caracterizar outro tipo de alvenarias com diferentes materiais (como por exemplo, o adobe, que já fora alvo deste tipo de ensaios aquando da versão anterior desta técnica). Ainda

assim, haverá a necessidade de rever a situação da estrutura de reacção relativamente a condições de ensaio semelhantes à do ensaio realizado na *Casa do Salão*, onde foi determinante a proximidade da estrutura à parede para se verificar a contaminação dos dados adquiridos a partir de determinado momento. Com menor gravidade, mas não permitindo obter os resultados inicialmente pretendidos, o ensaio da *Casa Nove* também demonstra a inconveniência da proximidade da estrutura de reacção à parede, tendo prejudicado as leituras efectuadas no fim do ensaio. Assim, estas duas situações obrigam a repensar a estrutura de reacção e a sua interferência na aquisição de dados, sendo necessário o redimensionamento da mesma de forma a permitir eventuais maiores deslocamentos da parede do que aqueles que foram registados sem interferências directas ou indirectas que adulterem as leituras das células de carga.

Noutra perspectiva, esta técnica apresenta alguns inconveniente que será necessário repensar, nomeadamente na visibilidade do ensaio, isto é, durante o decorrer do ensaio os investigadores não conseguiram visualizar em tempo real os danos que o elemento de ensaio está a sofrer, devido a presença das bolsas de ar. A monitorização do elemento ensaiado também apresenta algumas condicionantes relativamente à colocação dos sensores, estes apenas poderão ser colocados em zonas onde não exista bolsas de ar, nomeadamente, no contorno da parede a ensaiar.

O desenvolvimento de modelos numéricos a partir de resultados obtidos através desta metodologia permitirão representar o comportamento estrutural dessas alvenarias, bem como a verificação da segurança e/ou o dimensionamento de reforços estruturais. Torna-se ainda possível o seu desenvolvimento para diferentes condições de fronteira da parede ensaiada (inclusive, com outras paredes, coberturas ou pisos de maneira a comparar os drifts obtidos com valores limite regulamentados), bem como para análise da influência das aberturas e das condições da fundação. Desta forma, poderá ser feito um estudo mais rigoroso do comportamento, assim como proceder a uma análise aprofundada do funcionamento das ligações às paredes de alvenaria e da transmissão de esforços envolvida.

Porventura, a análise dos reforços estruturais aplicados em reconstruções na ilha do Faial comparativamente com os reforços aplicados em tipologias construtivas semelhantes mas noutras zonas sísmicas, levariam a estudos de novas técnicas de reforço mais económicas e eficazes, que possam assim ser atractivas para este tipo de construção.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- [1] <http://whc.unesco.org/archive/repcom83.htm#206>
- [2] Lourenço, P. B.; Aspectos sobre a construção em alvenaria estrutural, Tema 4 – Inovação nos materiais estruturais e no controlo da segurança das construções. 2002.
- [3] Lourenço, P. B.; Concepção e projecto para alvenaria – Seminário sobre paredes de alvenaria, Porto, 2002.
- [4] Lourenço, P. B.; Gouveia, J. P.; O Eurocódigo 6 e o dimensionamento de estruturas de alvenaria – Construção Magazine. 2006.
- [5] Neves, Nuno; Costa, Anibal G.; Arêde, A.; Identificação dinâmica e análise do comportamento sísmico de um quarteirão localizado na cidade da Horta – Ilha do Faial – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. 2004.
- [6] Oliveira, Daniel V. C.; Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia. Universidade do Minho. 2003.
- [7] Candeias, Paulo X.; Coelho, E.; Córias e Silva, V.; Costa, A. Campos; Ensaio em plataforma sísmica de modelos reduzidos 1:3 de edifícios de quatro andares em alvenaria não reforçada – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. 2004.
- [8] Maheri, M.; Najafgholipour, M.; Rajabi, A.; The influence of mortar head joints on the inplane and out-of-plane seismic strength of brick masonry walls - The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China. 2008.
- [9] Arêde, A.; Costa, A.; Costa, A. A.; Oliveira, C.; Neves, F.; Experimental in-situ testing of typical masonry constructions of Faial Island, Azores – The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China. 2008.

- [10] Griffith, M.; Vaculik, J.; Lam, N.; Wilson, J.; Lumantarna, E. Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending – Earthquake engineering and Structural Dynamics. 2007.
- [11] Garcia, F.; Ensaios para caracterização de alvenarias para fora do plano. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Aveiro. 2010.
- [12] Arêde, A.; Costa, A. G.; Inspeção e diagnóstico estrutural de construções históricas. Algumas contribuições da FEUP – A intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação. 2002.
- [13] Guedes, J. M.; Costa, A. G.; A alvenaria de pedra e as suas particularidades como material estrutural – 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica. 2010.
- [14] Vasconcelos, Graça; Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls. Tese de Doutoramento. 2005.
- [15] Roque, J. C.; Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade do Minho. 2002.
- [16] Ramos, J. L.; Análise experimental e numérica de estruturas históricas de alvenaria. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade do Minho. 2002.
- [17] Roman, H.; Lourenço, P. B.; Mohamad, G.; Módulo de elasticidade tangente inicial de argamassas confinadas triaxialmente. Análise e Previsão – Congresso de Pontes e Estruturas, ABPE. Rio de Janeiro. 2005.
- [18] Oliveira, C. S.; Costa, A.; Nunes, J. C.; Sismo 1998 - Açores uma década depois. 2008.
- [19] Carvalho, E. C.; Oliveira, C. S.; Manual de Construção anti-sísmica. LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. 1983.

- [20] Neves, F.; Avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque habitacional da ilha do Faial – Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Aveiro. 2008.
- [21] Ferreira, A.; Geodinâmica e perigosidade natural nas ilhas dos Açores – Finisterra, XL, 79, 2005, pp. 103-120.
- [22] Oliveira, C. S.; Lucas, A.; Correia Guedes, J. H.; 10 Anos após o sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980 – Volume 1; LNEC. Lisboa, 1992.
- [23] Oliveira, C. S.; Lucas, A.; Correia Guedes, J. H.; 10 Anos após o sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980 – Volume 2; LNEC. Lisboa, 1992.
- [24] Pomba, F.; Comportamento sísmico de edifícios de pequeno porte – Dissertação de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa. I.S.T. 2007.
- [25] Pereira, H. C.; Caracterização do comportamento estrutural de construções em Adobe. Dissertação de Mestrado. 2008.
- [26] Costa, A. G.; Arêde, A.; Strengthening of structures damaged by the azores earthquake of 1998 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. 2004.
- [27] Neves, N. M.; Identificação dinâmica e análise do comportamento sísmico de um quarteirão localizado na cidade da Horta – Ilha do Faial. Dissertação de Mestrado. F.E.U.P. 2004.
- [28] Griffith, M. C.; Vaculik, J.; Lam, N.; Wilson, J.; Lumantarna, E.; Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending. Wiley InterScience. 2006.
- [29] Dizhur, D.; Lumantarna, R.; Derakhshan, H.; Griffith, M. C.; Ingham, J.; In-situ testing of a residential unreinforced masonry building located in New Zealand. 8th International Masonry Conference in Dresden. 2010.

- [30] Dizhur, D.; Derakhshan, H.; Lumantarna, R.; Ingham, J.; Griffith, M. C.; In-situ out-of-plane testing of unreinforced masonry wall segment in Wintec Block F building. NZSEE – New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference. 2010.
- [31] Dizhur, D.; Derakhshan, H.; Lumantarna, R.; Ingham, J.; Earthquake-damaged unreinforced masonry building tested in-situ. Journal of the Structural Engineering Society New Zealand Inc. 2010.
- [32] Derakhshan, H.; Dizhur, D.; Lumantarna, R.; Cuthbert, J.; Griffith, M. C.; Ingham, J.; In-field simulated seismic testing of as-built and retrofitted unreinforced masonry partition walls of the William Weir House in Wellington. Journal of the Structural Engineering Society New Zealand Inc. 2010.
- [33] Bruneau, M.; (41) State-of-the-art report on seismic performance of URM buildings. Journal of Structural Engineering – American Society of Civil Engineers. 1994.
- [34] Ehsani, M. R.; Saadatmanesh, H.; Velazquez-Dimas, J. I.; Behavior of retrofitted URM walls under simulated earthquake loading. Journal of Composites for Constructions. August, 1999.
- [35] Wylie, J. C.; Experimental Testing of Unreinforced Masonry Walls Strengthened with Orthogonal Near-Surface Mounted CFRP Subjected to Out-of-Plane Loading. Thesis submitted at North Carolina State University. USA. 2009.
- [36] Stevens, C. M.; Wheeler, K. E.; Implementing earthquake prone building policy under the Building Act 2004 – Wellington City's Approach. NZSEE – New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference. 2008.
- [37] LabVIEW; National Instruments, Austin, USA. 2010.
- [38] Costa, A. A. et al; Avaliação experimental in-situ de técnicas de reforço sísmico. SISMICA – 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica. 2010.
- [39] Costa, A. A. et al; In situ cyclic tests on existing stone masonry walls and strengthening solutions – Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2010.

- [40] FEMA-356 – Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Manegement Agency. November 2000.
- [41] Brazão Farinha, J. S.; Reis, A. C.; Tabelas Técnicas. Edições Técnicas E.T.L., Lda. 1996.